

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“MEJORAMIENTO DEL SISTEMA INTEGRAL DE AGUA POTABLE
PARA LOS SECTORES DE ARADAS DE CHONTA, LANCHE Y
NARANJO- MONTERO- AYABACA -PIURA”.**

Presentado por:

Bach. Olmer Alberca Meza

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

Línea de investigación:

Saneamiento e Hidráulica

**PIURA - PERÚ
2019**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

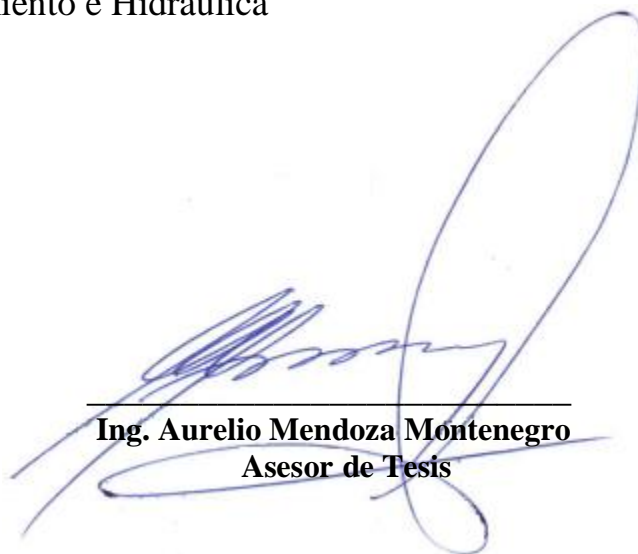
TESIS

**“MEJORAMIENTO DEL SISTEMA INTEGRAL DE AGUA
POTABLE PARA LOS SECTORES DE ARADAS DE CHONTA,
LANCHE Y NARANJO- MONTERO- AYABACA -PIURA”.**

Línea de investigación: Saneamiento e Hidráulica



Olmer Alberca Meza
Ejecutor de tesis



Ing. Aurelio Mendoza Montenegro
Asesor de Tesis

PIURA - PERÚ

2019

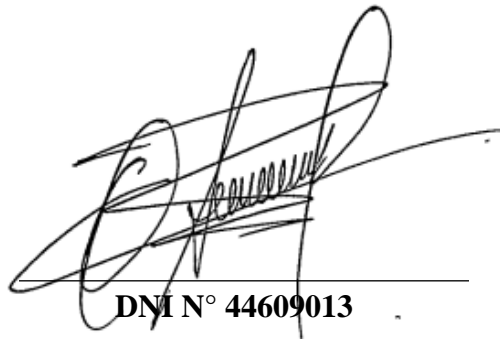
DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD DE LA TESIS.

YO: **Olmer Alberca Meza** identificado con DNI N° 44609013, Bachiller de la Escuela Profesional de ingeniería Civil y domiciliado en el Asentamiento Humano Villa Jardín, Calle los Eucaliptos Mza. G2 Lote 28, Distrito de Veintiséis de Octubre, Provincia de Piura, Departamento de Piura, celular 976261796 y email: olmer5522@gmail.com.

DECLARO BAJO JURAMENTO: Que la tesis que presento es original e inédita, no siendo copia parcial ni total de una tesis desarrollada, y/o realizada en el Perú o en el extranjero, en caso contrario de resultar falsa la información que proporciono, me sujeto a los alcances de lo establecido en el Art N° 411 del código penal concordante con el Art. 32° de la ley N° 27444, y la ley del procedimiento Administrativo General y las Normas legales de Protección a los Derechos de Autor.

En fe de los cual firmo la presente.

Piura 22 de MAYO del 2019



DNI N° 44609013

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

**“MEJORAMIENTO DEL SISTEMA INTEGRAL DE AGUA
POTABLE PARA LOS SECTORES DE ARADAS DE CHONTA,
LANCHE Y NARANJO- MONTERO- AYABACA -PIURA”.**

Línea de investigación: Saneamiento e Hidráulica



Dr. Edwin Omar Vences Martínez
Presidente



Ing. Antonio Timana Fiestas M.Sc.
Secretario



Ing. Carlos Javier Silva Castillo M.Sc.
Vocal



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
Facultad de Ingeniería Civil
DECANATO

ACTA DE SUSTENTACION DE TESIS

Los Miembros del Jurado Calificador, que suscriben, reunidos para estudiar el Trabajo de Tesis, presentado por el ex alumno de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Piura.

BACH. ALBERCA MEZA OLMER

TESIS TITULADA

"MEJORAMIENTO DEL SISTEMA INTEGRAL DE AGUA POTABLE PARA LOS SECTORES DE ARADAS DE CHONTA, LANCHE Y NARANJO - MONTERO-AYABACA-PIURA"

Oídas las observaciones y las respuestas a las preguntas, lo declaran

Aprobado con el calificativo de Bueno

En consecuencia, queda en condiciones de ser calificado:

Apto

Por el Consejo de Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Piura, y recibir el **título de INGENIERO CIVIL**, de conformidad con lo estipulado en el Art. 176 del Estatuto General de la Universidad Nacional de Piura.

PIURA, 14 DE MAYO DE 2019

DR. EDWIN OMAR VENCES MARTINEZ
Presidente

ING. ANTONIO TIMANA FIESTAS M.Sc.
Secretario

ING. CARLOS JAVIER SILVA CASTILLO M.Sc.
Vocal



DEDICATORIA

Con este logro es el cumplimiento de una de mis metas propuestas y el comienzo de nuevas etapas, por ello quiero dedicárselos con mucho orgullo a:

En primer lugar, a Dios por guiarme, protegerme, por darme la fuerza de voluntad ante las adversidades, la confianza y la determinación para seguir adelante y haber alcanzado uno de mis mayores propósitos en la vida

A mis padres por darme todo lo que soy como persona ofreciéndome su amor, comprensión y las herramientas necesarias para que este momento llegara a mi vida. Por enseñarme a encarar cada una de las adversidades sin decaer en el intento.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por darme la vida y las fuerzas para cumplir con la gran meta de ser profesional.

El autor del presente trabajo de grado desea expresar su gratitud hacia todos los Profesores de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Piura que aportaron con su pedagogía para la elaboración del presente proyecto.

A mi familia que es la fortaleza en cada uno de mis proyectos de vida, en especial a mis padres América Meza y Lorenzo Alberca por transmitir siempre buenos valores, haberme guiado, cuidarme como lo han hecho y darme todo su amor y apoyo, darme toda la confianza y cumplir con uno de mis más grandes objetivos, gracias por ser mis padres que Dios los proteja y los quiero mucho.

Al ingeniero Aurelio Mendoza Montenegro por su apoyo en la asesoría para el desarrollo y culminación del presente trabajo.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I : GENERALIDADES.	1
1.1. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO.	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.	1
1.3. JUSTIFICACIÓN.	2
1.4. OBJETIVO GENERAL Y ESPECÍFICOS.	2
1.4.1 Objetivo general.	2
1.4.2 Objetivos específicos	2
1.5. HIPÓTESIS.	3
CAPÍTULO II : FUNDAMENTOS TEÓRICOS.	4
2.1. SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.	4
2.1.1 Tipos de sistemas.	4
2.1.2 Tratamiento del agua en los sistemas.	10
2.1.3 Información básica para proyecto	12
2.1.4 Consideraciones básicos para diseño y evaluación de sistemas de agua.	17
2.1.5 Componentes principales del sistema de abastecimiento de agua potable.	26
CAPÍTULO III : ÁREA DE ESTUDIO DEL PROYECTO.	42
3.1. UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN.	42
3.2. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.	43
3.3. ESTUDIO POBLACIONAL.	45
3.4. ANÁLISIS DE SUELOS.	46
CAPÍTULO IV : DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA PROYECTADO.	51
4.1. INTRODUCCIÓN.	51
4.2. COMPOSICIÓN DEL SISTEMA PROYECTADO.	51
CAPÍTULO V : METODOLOGÍA Y CÁLCULOS	52
5.1. GENERALIDADES.	52
5.2. RESULTADOS DE ESTUDIOS PRELIMINARES.	52
5.2.1. Período de diseño.	52



5.2.2. Población actual y de diseño.	53
5.2.3. Estimación de las dotaciones.	53
5.2.4. Variaciones del consumo de agua.	54
5.3. CAPTACIÓN.	56
5.3.1. Dimensionamiento entre el afloramiento y la cámara húmeda (L)	56
5.3.2. Dimensionamiento de la pantalla (b).	60
5.3.3. Dimensionamiento de la altura de la cámara húmeda (ht).	63
5.3.4. Dimensionamiento de la canastilla.	65
5.3.5. Dimensionamiento de tubería de rebose y limpieza. (d).	66
5.3.6. Cálculo de los componentes de la captación.	67
5.4. LÍNEA DE CONDUCCIÓN.	75
5.4.1 Análisis preliminar.	75
5.4.2 Parámetros y criterios de diseño del proyecto.	75
5.4.3 Calculo hidráulico en la línea de conducción.	81
5.4.4 Estructuras complementarias en línea de conducción.	87
5.5. RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO.	91
5.5.1. Parámetros y criterios de diseño del proyecto.	91
5.5.2. Cálculo del volumen de almacenamiento del reservorio (vt).	92
5.5.3. Dimensionamiento del reservorio.	93
5.5.4. Características de los materiales y consideraciones.	95
5.5.5. Consideraciones de carga para el análisis del reservorio.	96
5.5.6 Cálculo de presión hidrostática del agua.	98
5.5.7. Cálculo de las presiones dinámicas.	98
5.5.8. Resumen de las presiones laterales consideradas para el diseño:	115
5.5.9. Verificación de la estabilidad.	116
5.6. RED DE DISTRIBUCIÓN.	119
5.6.1 Análisis preliminar.	119
5.6.2 Parámetros y criterios de diseño.	119
5.6.3 Calculo hidráulico en la línea de distribución.	122
5.7. MODELAMIENTO CON EL SOFTWARE WATERCAD.	122



5.7.1. Procedimiento para la simulación.	123
5.7.2. Simulación y resultados de la línea de la conducción.	126
5.7.3. Simulación y resultados de la red de distribución.	128
5.8. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.	141
CAPÍTULO VI : DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA.	143
6.1. DISEÑO DE LA CAPTACIÓN.	143
6.1.1. Características de los materiales.	143
6.1.2. Espesor de muro y losa de fondo.	143
6.1.3. Espesor de muro y losa de fondo.	144
6.1.4. Cargas.	144
6.1.5. Verificación de la estabilidad.	146
6.1.6. Verificación de las presiones sobre el suelo.	147
6.1.7. Cálculo del acero en muro de captación.	149
6.2. DISEÑO DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO.	150
6.2.1. Características de los materiales.	150
6.2.2. Cargas.	151
6.2.3. Combinaciones de cargas de diseño en concreto armado	154
6.2.4. Modelación del reservorio en el programa de análisis.	155
6.2.5. Desplazamiento lateral y deriva.	163
6.2.6. Diagrama de Momentos	164
6.2.7. Diagrama de cortante.	165
6.2.8. Cálculo del refuerzo del muro.	166
6.2.9. Cálculo de acero de refuerzo en losa de techo.	173
6.2.10. Cálculo de acero de refuerzo en losa de fondo.	178
6.2.11. Resumen.	184
CAPÍTULO VII : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	185
CAPÍTULO VIII : REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	188
CAPÍTULO IX : ANEXOS	190

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Sistema convencional-Abastecimiento por gravedad sin tratamiento	6
Figura 2.2 Sistema convencional-Abastecimiento por gravedad con tratamiento	7
Figura 2.3 Sistema convencional-Abastecimiento por bombeo sin tratamiento	8
Figura 2.4 Sistema convencional-Abastecimiento por bombeo con tratamiento	9
Figura 2.5 Filtro Lento	11
Figura 2.6 Filtro rápido	11
Figura 2.7 Consumo Máximo Diario (Qmd).	25
Figura 2.8 Consumo Máximo Horario (Qmh).	26
Figura 2.9 Agua subterránea	27
Figura 2.10 Agua superficial	28
Figura 2.11 Presiones máximas de trabajo de diferentes clases de Tuberías PVC.	32
Figura 2.12 Ubicación de Estructuras Complementarias.	34
Figura 2.13 Presión residual del agua.	35
Figura 2.14 Sistemas de distribución.	41
Figura 3.1. Ubicación del proyecto	42
Figura 5.1 Planta Captación	56
Figura 5.2 Elevación Captación.	57
Figura 5.3 Carga disponible y Pérdida de carga.	59
Figura 5.4 Distribución de los orificios - Pantalla frontal	62
Figura 5.5 Detalle de Orificios de entrada.	62
Figura 5.6 Altura de la Cámara Húmeda	63
Figura 5.7 Canastilla de salida.	65
Figura 5.8 Tubería de Rebose.	66
Figura 5.9 Planta de la Captación del proyecto.	73
Figura 5.10 Elevación de la Captación del proyecto.	74
	xi

Figura 5.11 Elevación transversal de la Captacion.	74
Figura 5.12 Línea gradiente hidráulica de una línea de conducción a presión.	76
Figura 5.13 Línea de gradiente Hidraulica (L.G.H)	78
Figura 5.14 CRP-6 N° 1 en la línea de conducción.	83
Figura 5.15 Perfil Longitudinal de la linea de Conduccion.	86
Figura 5.16 Camara Rompe Presion (CRP-6).	87
Figura 5.17 Dimensiones de la CRP N°- 6 en linea de Conducción	91
Figura 5.18 Reservorio Rectangular.	94
Figura 5.19 Estado y Condicion de carga del sistema.	97
Figura 5.20 Sistema dinámico equivalente para tanques de agua.	97
Figura 5.21 Presiones hidrostáticas del agua sobre la pared del reservorio	98
Figura 5.22 Tablas de factores de Zona y Suelo	106
Figura 5.23 Factores de Reducción según ACI 350.3-06	109
Figura 5.24 Presiones lateral por sismo vertical.	111
Figura 5.25 Distribucion de las presiones hidrodinamicas en las paredes.	112
Figura 5.26 Distribución vertical de las presiones dinamicas en la pared.	113
Figura 5.27 Distribución de presiones Hidrostaticas e Hidrodinamicas	114
Figura 5.28 Distribucion lateral de las presiones,	115
Figura 5.29 Configuración de espacio de dibujo y unidades de trabajo.	125
Figura 5.30 Configuración de opciones de cálculo y prototipo de tubería.	126
Figura 5.31 Proyección de la línea de conducción	126
Figura 5.32 Perfil y gradiente hidráulica en línea de conducción	127
Figura 5.33 Proyección Planta general de la red de distribución.	128
Figura 5.34 Red Principal Tramo: Reservorio -Punto E.	129
Figura 5.35 Perfil y gradiente hidráulica, Tramo: Reservorio-Punto E.	129
Figura 5.36 Red Principal Tramo: Punto E – Punto I.	131
Figura 5.37 Perfil y gradiente hidráulica, Tramo: Punto E- Punto I.	131
Figura 5.38 Red Principal Tramo: Punto I – Punto M.	133
Figura 5.39 Perfil y gradiente hidráulica, Tramo: Punto I- Punto M.	133
Figura 5.40 Ramal 01: Planta, Perfil y gradiente hidráulica	135
Figura 5.41 Ramal 02: Planta, Perfil y gradiente hidráulica.	136



Figura 5.42 Ramal 03: Planta, Perfil y gradiente hidráulica.	137
Figura 5.43 Ramal 04: Planta, Perfil y gradiente hidráulica.	138
Figura 5.44 Ramal 05: Planta, Perfil y gradiente hidráulica.	139
Figura 5.45 Ramal 06: Planta, Perfil y gradiente hidráulica.	140
Figura 6.1 Geometría y cargas consideradas para el diseño.	144
Figura 6.2 Empuje del suelo	146
Figura 6.3 Empuje lateral del suelo sobre la pantalla.	149
Figura 6.4 Configuración de las propiedades de los materiales-SAP 2000	155
Figura 6.5 Configuración de los tipos de carga.	156
Figura 6.6 Configuración de la carga sísmica.	156
Figura 6.7 Combinaciones de carga.	156
Figura 6.8 Envolverte y carga de servicio.	156
Figura 6.9 Presión Hidrostática	156
Figura 6.10 Presión por sismo vertical.	156
Figura 6.11 Deformación por presiones hidrostáticas y dinámicas.	156
Figura 6.12 Desplazamiento por sismo.	156
Figura 6.13 Diagramas de momentos máximos.	164
Figura 6.14 Diagramas de cortantes máximos.	165
Figura 6.15 Losa de fondo del reservorio.	179
Figura 6.16 Detalle de aceros en reservorio.	184

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Clase de tuberías PVC y máxima presión de trabajo	32
Tabla 2.2. Coeficiente para el cálculo de la pérdida de carga.	38
Tabla 3.1. Parámetros del suelo en zona de estudio	46
Tabla 3.2. Capacidad portante y de trabajo de la captación.	49
Tabla 3.3. Capacidad portante y de trabajo del reservorio	50
Tabla 5.1. Periodos de diseño.	52
Tabla 5.2 Distribución de las unidades de vivienda	53
Tabla 5.3 Dotación según la forma de disposición de excretas.	54
Tabla 5.4. Límites de los Coeficientes de variación diaria y horaria.	54
Tabla 5.5. Información básica para determinar elementos de la captación.	67
Tabla 5.6. Información para el cálculo Hidráulico en línea de conducción.	81
Tabla 5.7. Datos y geometría para diseño del reservorio de 13m ³ .	93
Tabla 5.8. Presiones laterales para el diseño.	115
Tabla 5.9. Fuerzas y Momentos Resistentes – Reservorio.	118
Tabla 5.10. División de la red de distribución.	122
Tabla 5.11. Ubicación de las viviendas	124
Tabla 5.12. Resultados de las tuberías en línea de conducción	127
Tabla 5.13. Resultados en las uniones (Junction)-Línea de conducción	127
Tabla 5.14. Resultados en las tuberías, Tramo: Reservorio-Punto E.	130
Tabla 5.15. Resultados en las uniones, Tramo: Reservorio-Punto E.	130
Tabla 5.16. Resultados en las tuberías, Tramo: Punto E- Punto I	132
Tabla 5.17. Resultados en las uniones, Tramo: Punto E- Punto I.	132
Tabla 5.18. Resultados en las tuberías, Tramo: Punto I- Punto M.	134
Tabla 5.19. Resultados en las uniones, Tramo: Punto I- Punto M.	134
Tabla 5.20. Resultados en las tuberías: Ramal 01.	135
Tabla 5.21. Resultados en las uniones: Ramal 01.	135



Tabla 5.22. Resultados en las tuberías: Ramal 02.	136
Tabla 5.23. Resultados en las uniones: Ramal 02.	136
Tabla 5.24. Resultados en las tuberías: Ramal 03.	137
Tabla 5.25. Resultados en las uniones: Ramal 03.	137
Tabla 5.26. Resultados en las tuberías: Ramal 04.	138
Tabla 5.27. Resultados en las uniones: Ramal 04.	139
Tabla 5.28. Resultados en las tuberías: Ramal 05.	139
Tabla 5.29. Resultados en las uniones: Ramal 05.	140
Tabla 5.30. Resultados en las tuberías: Ramal 06.	141
Tabla 5.31. Resultados en las uniones: Ramal 06.	141
Tabla 6.1. Datos y geometría para el diseño-Captación	144
Tabla 6.2. Fuerzas y Momentos Resistentes - Captación.	146
Tabla 6.3. Factores de Reducción de Resistencia.	154
Tabla 6.4. Refuerzo mínimo por contracción y temperatura	170
Tabla 6.5. Cargas transmitidas al suelo del reservorio.	178
Tabla 6.6. Resumen del acero de refuerzo en reservorio.	184



RESUMEN

Con el proyecto de tesis se diseñó un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad para los sectores de Aradas de Chonta, Lanche y Naranjo de chonta. Para lo cual se realizaron cálculos hidráulicos para determinar los diámetros apropiados de las tuberías, estos garantizan que las presiones y velocidades de cada tramo de la red estén dentro los parámetros máximos y mínimos permitidos por las normas de diseño, para llegar a obtener estos resultados se realizaron trabajos de campo como censos para conocer el número de viviendas y habitantes de los sectores donde se desarrolla el proyecto, en base a estos resultados y teniendo en cuenta la proyección de diseño de 20 años se buscó y encontró una fuente de abastecimiento con el caudal necesario para satisfacer la demanda de los habitantes del proyecto. Después de establecer la fuente y caudal de diseño se proyectó las redes de conducción y distribución de tuberías, dentro de las cuales se determinó la ubicación del reservorio, el emplazamiento de este se estableció en base a las cotas topográficas del lugar ya que mediante la gravedad se dará la presión necesaria para las redes de agua. Para el cálculo hidráulico de las redes de distribución se usó el programa WATERCAD versión 8i, con el cual se simuló el funcionamiento y se obtuvieron resultados satisfactorios. Para lograr estos resultados fue necesario proyectar elementos de concreto armado que para su cálculo estructural se utilizó el programa SAP2000 – Versión 20.2, cuyos resultados fueron procesados en hojas de cálculo en Excel.

Finalmente, el diseño del sistema permitirá suministrar agua a diario y continua, donde la distribución del caudal será apropiada para cada localidad, donde las estructuras del sistema fueron diseñadas para garantizar que las presiones y velocidades en las tuberías sean las adecuadas para el buen funcionamiento del sistema.

PALABRAS CLAVE: Agua rural, saneamiento, hidráulico, reservorio.



ABSTRACT

With the thesis project, a potable water supply system by gravity was designed for the sectors of Aradas de Chonta, Lanche and Naranjo de Chonta. For which hydraulic calculations were made to determine the appropriate diameters of the pipes, these ensure that the pressures and speeds of each section of the network are within the maximum and minimum parameters allowed by the design standards, to get to obtain these results. They carried out field works as censuses to know the number of houses and inhabitants of the sectors where the project is developed, based on these results and taking into account the design projection of 20 years, they searched for and found a source of supply with the flow necessary to meet the demand of the inhabitants of the project. After establishing the source and design flow, the pipeline distribution and distribution networks were projected, within which the location of the reservoir was determined, the site of this was established based on the topographic coordinates of the site, since by gravity the necessary pressure will be given for water networks. For the hydraulic calculation of the distribution networks, the WATERCAD version 8i program was used, with which the operation was simulated, and satisfactory results were obtained. To achieve these results, it was necessary to design reinforced concrete elements that, for its structural calculation, the SAP2000 - Version 20.2 program was used, the results of which were processed in spreadsheets in Excel.

Finally, the design of the system will allow to supply daily and continuous water, where the distribution of the flow will be appropriate for each locality, where the structures of the system were designed to guarantee that the pressures and velocities in the pipes are adequate for the proper functioning of the system. system.

KEY WORDS: Rural water, sanitation, hydraulic, reservoir.

INTRODUCCIÓN

La presente tesis tiene por finalidad diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable para los sectores de Aradas de Chonta, Lanche y Naranjo en el Distrito de Montero, Provincia de Ayabaca-Departamento de Piura; esto debido a que los sectores actualmente consumen agua mediante un sistema deficiente y sin ningún tipo de tratamiento o control, por esta situación se ha incrementado la presencia de enfermedades de origen hídrico en la población. Actualmente el acceso al agua potable es un derecho constitucional de toda persona y debido a que es deber de todo profesional aportar con sus conocimientos al desarrollo de la sociedad se presenta este proyecto como aporte para mejorar la salud, el bienestar y la productividad de las poblaciones.

Siguiendo los procedimientos descritos en el desarrollo de este proyecto se recolectan y procesan datos que mediante los cálculos respectivos se logró diseñar un sistema de agua potable, el cual estará compuesto por 01 captación, 828 ml de línea de Conducción, 01 tanque apoyado de 13 m³, 7713 ml de redes de distribución y 20 cámaras rompe presión. Todo el sistema estará complementado con válvulas de purga y aire.

Debido a que la zona donde se desarrolla el proyecto presenta una topografía accidentada y las viviendas se encuentran dispersas se proyecta un sistema abierto para el abastecimiento de agua potable por gravedad, el cual se diseña cumpliendo con las normas de saneamiento. Todo el sistema se simulo utilizando los programas WATERCAD versión 4.5 y para el análisis estructural de elementos de concreto armado que se encuentran dentro del sistema se utiliza el programa SAP2000 – Versión 20.2 y hojas de cálculo desarrolladas en Excel.

La presentación y organización del presente proyecto de tesis está desarrollada por los siguientes capítulos:



- En el capítulo I, se desarrollan generalidades como antecedentes del estudio, planteamiento del problema que se pretende solucionar, objetivos a cumplir, así como la hipótesis planteada para el desarrollo de este proyecto de tesis.
- El capítulo II se presenta los fundamentos teóricos que se tendrán en cuenta para el diseño del sistema de agua.
- En el capítulo III se presenta las características del área del estudio donde se desarrolla el proyecto.
- En el Capítulo IV se describe el sistema que se adopta para solucionar el problema de abastecimiento de agua potable.
- En el V capítulo se presenta la metodología y los cálculos del dimensionamiento de las estructuras del sistema. además, se analizan los resultados obtenidos.
- En el VI capítulo se muestra el diseño estructural de los elementos que conforman el sistema.
- En el VII capítulo se presenta las conclusiones y recomendaciones del desarrollo del presente estudio.
- El VIII capítulo se presentan las referencias bibliográficas utilizadas para desarrollar el presente proyecto.
- En el IX capítulo se presentan anexos de estudios de suelos y planos de las estructuras.



CAPÍTULO I : GENERALIDADES.

1.1. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO.

Las viviendas de los sectores de Aradas de Chonta, Lanche y Naranjo de Chonta, disponen de un servicio de agua potable construida durante el año de 1997, debido a la antigüedad de su infraestructura en el año 2013 se decide hacer un estudio de pre-inversión a nivel de perfil y desde entonces se han hecho trabajos relacionados para la elaboración de un expediente técnico que permita el mejoramiento del sistema de agua, así como la construcción de un sistema de eliminación de excretas.

El sistema de agua actualmente presta un servicio deficiente debido a la falta de mantenimiento y su antigüedad de más de 20 años; lo cual ha originado que sus estructuras se encuentren deterioradas; ocasionando que algunas familias no cuenten con un buen servicio además de consumir agua de mala calidad.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Las poblaciones de los sectores de Aradas de Chonta, Lanche y Naranjo de chonta se abastecen de agua potable de un sistema deficiente, esto se debe principalmente por el colapso de algunas de sus estructuras y además el caudal actual no satisface la demanda de los habitantes debido al incremento poblacional que ha tenido el sistema en sus más de 20 años de servicio, lo cual hace que la distribución en las conexiones domiciliarias sea deficiente.

A esto se suma que el agua que provee el sistema no cuenta con las condiciones mínimas de salubridad e higiene, siendo consumida sin ningún tipo de tratamiento. Con el presente proyecto se busca dotar de agua suficiente y mejorar la calidad del agua, que sin



el debido proceso de tratamiento se convierte en la principal fuente transmisora de enfermedades de origen hídrico.

1.3. JUSTIFICACIÓN.

El estudio planteado se justifica porque permitirá dotar de una propuesta técnicamente viable del diseño de una infraestructura para el abastecimiento de agua potable para los sectores de Aradas de Chonta, Lanche y Naranjo. Esto permitirá que los pobladores tengan agua suficiente en cantidad y calidad, libre de residuos que generar enfermedades a los que beben este líquido elemental.

El presente trabajo también busca ofrecer a los estudiantes un material de consulta e información que les permita conocer los procedimientos y criterios para el diseño, así como la aplicación de programas para la modelación y evidenciar los beneficios del uso de estas herramientas en el desarrollo de sistemas de abastecimiento de agua potable.

1.4. OBJETIVO GENERAL Y ESPECÍFICOS.

1.4.1 Objetivo general.

Diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable para los sectores de Aradas de Chonta, Lanche y Naranjo de Chonta que mediante su ejecución mejorará el nivel de vida de los habitantes que se encuentran en estas zonas.

1.4.2 Objetivos específicos

- Dotar de un sistema de tratamiento para que el agua se apta para el consumo humano.



- Plantear metodologías para el diseño óptimo de redes de abastecimiento de agua potable en la sierra piurana.
- Evaluar las condiciones actuales del sistema de abastecimiento de agua potable de los sectores involucrados.
- Calcular el volumen de almacenamiento del reservorio para que el servicio sea continuo.
- Conocer las ventajas y desventajas de la utilización de programas en el diseño de redes de abastecimiento de agua.
- Dibujar planos de las redes y de las estructuras proyectadas.

1.5. HIPÓTESIS.

Con el diseño de un sistema para el abastecimiento de agua potable que tome en consideración las normas y criterios actuales para la elaboración de sistemas de saneamiento se podrá favorecer a las poblaciones de los sectores de Aradas de Chonta, Lanche y Naranjo de chonta.



CAPÍTULO II : FUNDAMENTOS TEÓRICOS.

2.1. SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

Un sistema de abastecimiento agua está conformado por un conjunto de obras de ingeniería, tuberías y accesorios con el fin de conducir agua desde una fuente de agua evaluada en su calidad, análisis físico químico y bacteriológico, cantidad de aforo correspondiente hasta las viviendas de una ciudad o zona rural.

Un uso eficiente del agua implica la utilización de mejores sistemas de extracción, conducción y almacenamiento de agua; además del campo de la forma de pensar de los usuarios del recurso. Dentro de los sistemas de conducción, en el mercado existen tuberías fabricadas con gran diversidad de materiales, que dependiendo de las condiciones de operación se comportan de manera satisfactorias o no (Rodríguez, 2001)

En todo sistema de agua potable. “El conjunto de las diversas obras tienen por objeto suministrar agua a una población en cantidad suficiente, calidad adecuada, presión necesaria y en forma continua constituye un sistema de abastecimiento de agua potable” (Rodríguez, 2001)

Históricamente, a los servicios de agua potable y alcantarillado se les ha inscrito en el campo de la salud pública. La razón es que siendo el agua fuente de vida, también es paradójicamente, vehículo para la transmisión de enfermedades tales como el cólera, la tifoidea, la disentería y la parasitosis intestinales. (Rodríguez, 2001)

2.1.1 Tipos de sistemas.

Las opciones de diseño para un sistema de abastecimiento de agua están condicionadas por la ubicación de la fuente, cantidad y calidad, tamaño y dispersión



de la población, topografía del terreno, condiciones climáticas, etc. De acuerdo con estas condiciones se analizarán dos tipos de sistemas: los convencionales y no convencionales.

2.3.1.1 Sistemas convencionales de abastecimiento de agua.

Son sistemas que son proyectados a partir de criterios claramente aceptados en el diseño de ingeniería, además “Son aquellos que brindan un servicio público de abastecimiento de agua mediante conexiones domiciliarias y/o piletas públicas, empleando un sistema de distribución de agua a través de redes” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2004).

Los principales sistemas convencionales de abastecimientos de agua potable están compuestos por los siguientes tipos que a continuación describen:

- Sistema de abastecimiento por gravedad sin tratamiento.
- Sistema de abastecimiento por gravedad con tratamiento.
- Sistema de abastecimiento por bombeo sin tratamiento.
- Sistema de abastecimiento por bombeo con tratamiento.

A. Sistema de abastecimiento por gravedad sin tratamiento.

En este sistema la fuente de agua debe estar ubicada en la parte alta de la población para que el agua fluya a través de tuberías, usando solo la fuerza de la gravedad. En estos sistemas la fuente de abastecimiento de agua es de buena calidad y no requiere tratamiento complementario previo a su distribución.

Las fuentes de abastecimiento son aguas subterráneas que afloran a la superficie como manantiales que son captadas a través de galerías filtrantes por estratos porosos, la desinfección no es muy exigente por que el agua presenta buena calidad bacteriológica.

Es un sistema donde la ventaja principal son los reducidos costos de operación y mantenimiento, por ser simple y no requerir personal especializado.

Este sistema está compuesto principalmente por:

- ✓ Captación.
- ✓ Línea de conducción.
- ✓ Reservorio.
- ✓ Línea de aducción.
- ✓ Red de distribución.
- ✓ Conexiones domiciliarias y/o piletas públicas.

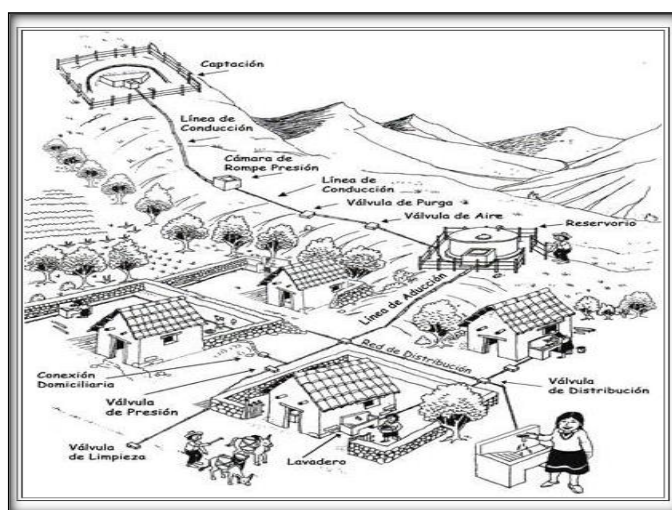


Figura 2.1 Sistema convencional-Abastecimiento por gravedad sin tratamiento

Fuente : <http://www.bvsde.paho.org>

B. Sistema de abastecimiento por gravedad con tratamiento.

La fuente de agua en este sistema se encuentra ubicada en la parte alta de la población y no necesita de bombeo para que el agua fluya a través de tuberías. En este sistema las fuentes de abastecimiento por lo general son aguas superficiales captadas de canales, acequias, ríos, etc., que por su calidad bacteriológica no constituye una fuente segura para el consumo humano y requieren de sistemas de tratamiento para un mantenimiento periódico que garantice una buena calidad del agua.

La ventaja principal de este sistema es que permite mediante las plantas de tratamiento eliminar la turbiedad del agua cruda y hacer potables aguas que no cumplan con los estándares de calidad para lo cual se emplean de ser necesario productos químicos para el proceso de clarificación del agua.

Sus componentes son:

- ✓ Captación.
- ✓ Línea de conducción.
- ✓ Planta de tratamiento de agua.
- ✓ Reservorio.
- ✓ Línea de aducción.
- ✓ Red de distribución.
- ✓ Conexiones domiciliarias y/o piletas públicas.



Figura 2.2 Sistema convencional-Abastecimiento por gravedad con tratamiento

Fuente: <http://www.disaster-info.net>

C. Sistema de abastecimiento por bombeo sin tratamiento.

Las fuentes de abastecimiento son aguas de buena calidad que no requiere tratamiento previo a su consumo. El sistema debe contar necesariamente con un equipo de bombeo para elevar el agua hasta un reservorio y de esta forma dar presión a la red para su

distribución por gravedad, las fuentes de abastecimiento puede ser un manantial, pozo, galería filtrante, ubicadas en el parte baja de la población a ser atendida.

Sus componentes son:

- ✓ Captación.
- ✓ Estación de bombeo de agua.
- ✓ Línea de conducción o impulsión.
- ✓ Reservorio.
- ✓ Línea de aducción.
- ✓ Red de distribución.
- ✓ Conexiones domiciliarias.

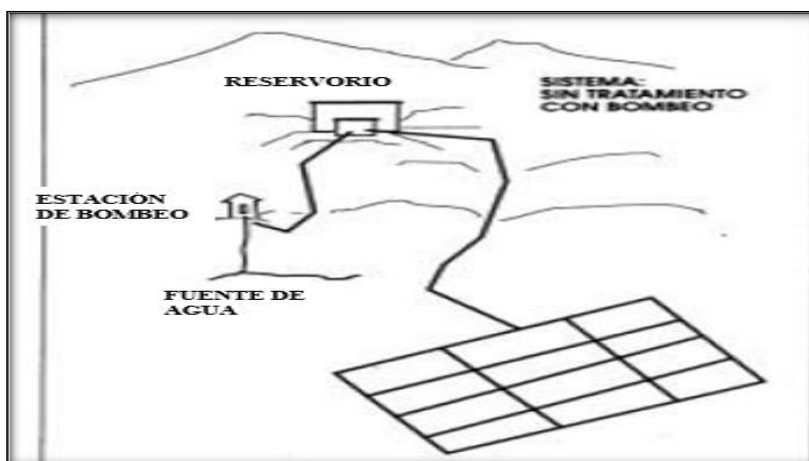


Figura 2.3 Sistema convencional-Abastecimiento por bombeo sin tratamiento

Fuente: [http:// http://www.minsa.gob.pe](http://www.minsa.gob.pe)

D. Sistema de abastecimiento por bombeo con tratamiento.

En estos sistemas las fuentes de agua se encuentran en la parte baja de la población, por lo cual se requiere principalmente que se cuente con una planta de tratamiento de agua para proporcionarle las propiedades necesarias a los requisitos de potabilidad y un equipo de bombeo para impulsar el agua hasta un reservorio, y aprovechando la ubicación de este para ser distribuida a las viviendas.

Sus componentes son:

- ✓ Captación
- ✓ Conducción.
- ✓ Planta de Tratamiento.
- ✓ Caseta y equipo de bombeo.
- ✓ Línea de impulsión.
- ✓ Reservorio
- ✓ Línea de aducción.
- ✓ Red de distribución.
- ✓ Conexión domiciliaria y/o pileta pública.

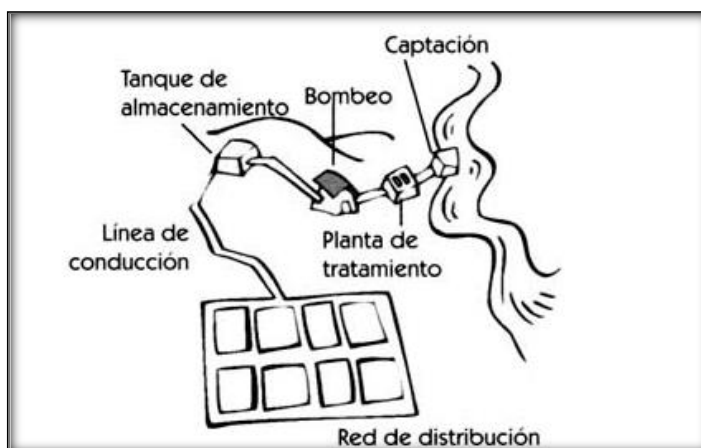


Figura 2.4 Sistema convencional-Abastecimiento por bombeo con tratamiento

Fuente: <http://www.disaster-info.net>

2.3.1.2 Sistemas no convencionales de abastecimiento de agua.

Estos sistemas de abastecimiento de agua son opciones tecnológicas que no utilizan redes, son soluciones familiares y/o multifamiliares que aprovechan pequeñas fuentes de agua. Normalmente el transporte, almacenamiento y desinfección del agua se encuentran dentro de la vivienda.



Están compuestas por los siguientes tipos de sistemas de abastecimiento de agua:

- Captación de agua de lluvia.
- Pozos con bombas manuales.
- Manantiales con protección de vertiente.
- Filtros de mesa.

2.1.2 Tratamiento del agua en los sistemas.

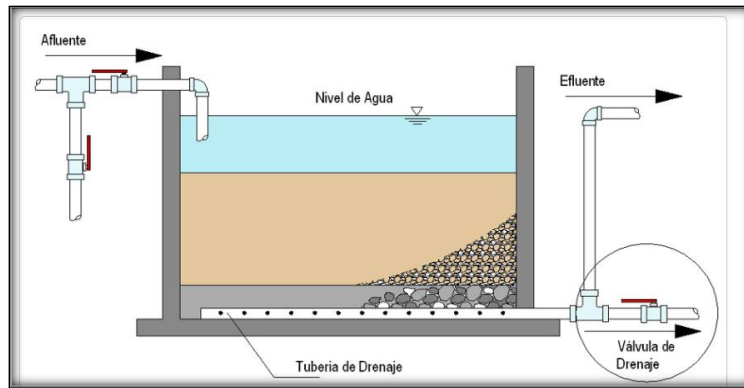
2.1.2.1 Tratamiento para sistemas convencionales.

Cuando la fuente de abastecimiento presenta impurezas debido al sitio donde se encuentra en particular, lo cual impide su consumo directo, se deben tener en cuenta todas las dificultades y las complejidades de los tratamientos para hacerla potable. Los tratamientos que seguir está relacionado a la calidad del agua cruda y al tipo de impureza que se quiere retirar. Para el tratamiento en sistemas convencionales puede utilizarse los siguientes:

- Filtro lento de arena
- Filtro rápido
- Tratamiento químico

❖ Filtro lento de arena.

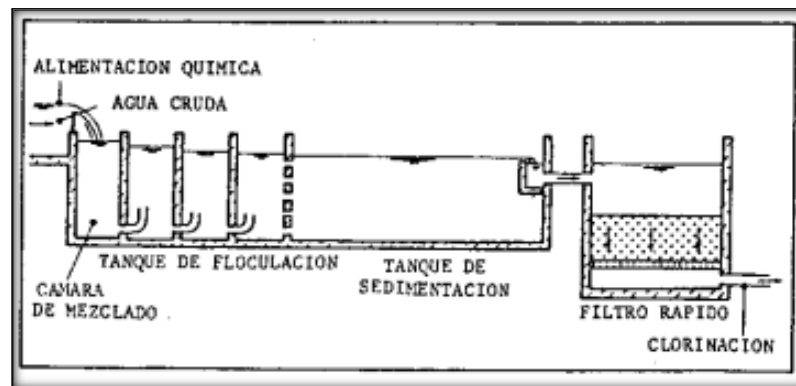
Este tipo de filtración es el más antiguo del mundo, es un método conveniente para filtrar sistemas pequeños con agua de baja turbiedad, depende de las características del agua para definir los requerimientos previos de acondicionamiento de prefiltración y sedimentación, es importante tener en cuenta los procesos biológicos, ya que los filtros forman una película delgada de microorganismos quienes atrapan y destruyen algas, bacterias y materia orgánica.

**Figura 2.5 Filtro Lento**

Fuente: <http://www.disaster-info.net>

❖ Filtro rápido

Estos filtros requieren áreas más pequeñas de tierra en comparación con los filtros de arena lenta por lo que son muy utilizados. comúnmente se usa la arena como el medio de filtro, pero el proceso es bastante diferente a la filtración lenta. La limpieza del filtro rápido se realiza por el lavado mediante corriente de agua limpia, eso se hace direccionando un flujo elevado de agua a través de las capas del filtro desde donde se expanden y se arrastran.

**Figura 2.6 Filtro rápido**

Fuente: <http://www.bvsde.paho.org>



2.1.2.2 Tratamiento para sistemas no convencionales.

Son soluciones para tratamientos de agua intradomiciliarios, se utilizan para los que poseen un sistema de agua como también para los que no cuenten con este servicio. Los malos hábitos de higiene y almacenamiento dentro del domicilio afectan la calidad y conlleva a que se tenga un agua contaminada.

Se puede mejorar la calidad del agua en pequeños volúmenes, utilizando los procesos adecuados para el tratamiento, estos deben estar de acuerdo con la calidad y contaminantes que posee el agua.

2.1.3 Información básica para proyecto

Como todo proyecto se debe considerar la información técnica y estadística de la zona de estudio la cual permitirá seleccionar un diseño óptimo del sistema y determinar la viabilidad del proyecto, para lo cual se debe visitar la zona de estudio donde se busca la máxima participación de la población con el fin de explicar la importancia del proyecto y el procedimiento del trabajo a seguir, se planifican diversas visitas para el reconocimiento del área de estudio, recopilación de datos y diversos estudios complementarios, dentro de estos datos básicos a recopilar se encuentra la cantidad de habitantes y la situación actual del consumo de agua.

Los estudios básicos para la selección técnica óptima para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable están relacionadas básicamente a información de factores sociales, técnicos y complementarios.

- Entre los factores sociales tenemos principalmente a la población, servicios públicos, nivel de organización de la población, actividad económica entre otros.



- Dentro de los factores técnicos tenemos el estudio hidrológico, topografía, estudio geotécnico, clima.
- Dentro de los factores complementarios se debe reunir información principalmente de los costos de los materiales y la localización de las canteras de los principales agregados.

Las principales actividades o estudios básicos se describen a continuación:

❖ **Población.**

Uno de los principales datos que se debe conocer ya que en base a este factor se determina la cantidad de agua requerida para diseñar las capacidades de los componentes del sistema.

Se considera que todas las personas utilizaran el sistema de agua potable a proyectarse siendo necesario por ello empadronar a todos los habitantes, identificar en un croquis la ubicación de locales públicos y el número de viviendas por frente de calle; adicionándose un registro en el que se incluya el nombre del jefe de familia y el número de personas que habitan en cada vivienda (Agüero, 1997).

Se recomienda recopilar información de los últimos censos y encuestas anteriormente realizados y también recurrir al municipio a la cual pertenece la zona del proyecto, el resultado de este estudio se utiliza para el cálculo de la población del proyecto o futura.

❖ **Servicios públicos.**

En este estudio se describen todos los servicios con que cuenta la población entre ellos se encuentran el agua potable, alcantarillado, energía eléctrica entre otros.



Para el servicio del agua potable se describe su estado en el que encuentra, calidad del agua y mediante un plano se localiza y se detalla el estado de todos los elementos que componen el sistema.

En el servicio de alcantarillado se describe principalmente el estado en el que se encuentra y la localización del vertido de los desechos sólidos.

En el servicio de energía eléctrica se detalla el voltaje, frecuencia, etc. Los cuales permiten determinar el tipo de instalación eléctrica posterior de ser necesario para el funcionamiento del sistema como por ejemplo la instalación de bombas de agua.

❖ **Nivel de organización de la población**

Para realizar un proyecto de abastecimiento de agua potable es indispensable conocer el entusiasmo, motivación y capacidad de cooperación de la población. Para formarnos una idea del nivel de organización de la población es necesario recopilar información sobre anteriores experiencias de participación de la comunidad en la solución de sus necesidades. Por ejemplo, en la construcción de escuelas, iglesias, caminos, canales, etc. (Agüero, 1997)

❖ **Actividad económica.**

Este estudio es importante para conocer la capacidad de pago de la población por el uso de los servicios, se describe la ocupación de los habitantes, se recopilará información sobre los jornales promedio y además se estudia de ser necesario la posibilidad de que la población contribuya en la ejecución de la obra, puede ser con material o en mano de obra.

❖ **Estudio Hidrológico.**

Este estudio debe recopilar información los caudales de las posibles fuentes de abastecimiento de agua potable de la población, para lo cual debemos conocer el consumo



actual lo que permitirá valorar lo que podría ser la demanda de diseño, además, este estudio permitirá conocer la precipitación anual de las zonas implicadas, los caudales en los diferentes meses del año y de esta manera valorar la producción de las fuentes de abastecimiento.

Conocido el caudal que representa las necesidades de la población a servir, debemos analizar las posibles fuentes de abastecimiento en la zona de estudio para iniciar la captación y conducción del agua. Las principales fuentes de abastecimiento son el agua superficial y el agua freática o subterránea, que para ser empleadas para el consumo humano deben cumplir las condiciones de calidad y cantidad (Narváez).

Para cumplir con los requerimientos de cantidad y calidad se deben realizar estudios sobre el consumo actual, reconocimiento y selección de la fuente para garantizar que el agua sea la suficiente para abastecer a toda la población de manera satisfactoria y que no esté afectada por impurezas ni contaminantes.

❖ **Consumo actual:**

Esta información permitirá tener una idea para estimar la demanda de agua de la población futura. Es importante conocer de qué fuentes de agua se abastece actualmente la población (ríos, canales, quebradas, manantiales, etc.), examinar los usos que se le dan (consumo humano, riego, etc.), determinar las necesidades promedio de agua por persona; y realizar una descripción que permita conocer la distancia de la fuente al centro poblado. (Agüero, 1997).

❖ **Reconocimiento y selección de la fuente:**

“Para realizar la selección se deberá visitar todas las fuentes posibles, determinar la calidad y cantidad de agua de cada una. Se analiza la calidad considerando que el agua sea inodora, incolora y de sabor agradable” (Agüero, 1997).



Luego de haber determinado la calidad del agua, necesitamos conocer la cantidad existente en relación con la población que queremos abastecer, es decir, determinar los requerimientos diarios de agua con la finalidad de verificar el caudal mínimo que se requiere captar. Si la fuente no puede cubrir las necesidades diarias de la población se debe buscar otra fuente o plantear un sistema que considere varias fuentes. (Agüero, 1997).

❖ **Topografía.**

Este estudio se realiza para conocer las características del terreno, el cual puede ser plana, accidentada o muy accidentada, Es recomendable seguir un orden para lo cual se debe iniciar el levantamiento en el lugar de la captación se sigue con la línea de conducción, tanque de regularización, línea de aducción y finalmente la red de distribución.

La información se utiliza para realizar los diseños hidráulicos de los componentes del sistema; se determinar la longitud total de la tubería, ubicación exacta de las estructuras. Antes de empezar con el levantamiento topográfico se realiza un recorrido preliminar del terreno para seleccionar la ruta más favorable entre la captación y las viviendas a ser atendidas, esto reduce los costos de construcción del proyecto.

❖ **Estudio geotécnico.**

En este estudio se determina principalmente el tipo de suelo, nivel freático, material para el relleno de las zanjas, análisis de los agregados para el concreto, capacidad portante del suelo.

Los datos referentes a los tipos de suelos serán necesarios para estimar los costos de excavación. Dichos costos serán diferentes para los suelos arenosos, arcillosos, gravosos, rocosos y otros. Además, es necesario considerar si en la población se han realizado obras



de pavimentación y empedrado de las calles, con la finalidad de determinar el costo de rotura y reposición (Agüero, 1997)

Se debe conocer la resistencia admisible del terreno para valorar las precauciones necesarias en el diseño de las cimentaciones de las obras civiles.

❖ **Clima.**

La información climática permite conocer los meses de lluvia y épocas de estiaje, esto permite planificar y recomendar la ejecución de las actividades del proyecto en los meses más favorables. Se debe tener presente las temperaturas máximas y mínimas y de existir congelación se deberán tomar precauciones durante la elaboración y vaciado del concreto.

El clima también influye en la dotación del consumo de agua, siendo mayor en lugares donde el clima es caluroso y secos sucediendo lo contrario cuando el clima frío y húmedo.

2.1.4 Consideraciones básicos para diseño y evaluación de sistemas de agua.

2.1.4.1 Periodo de diseño.

Es el tiempo para el cual se estima que los componentes del sistema serán eficientes, resultando el proyecto un sistema funcional, se deben considerar una serie de factores como la durabilidad o vida útil de las instalaciones, tendencias de crecimiento de la población, factibilidad de construcción, posibilidades de ampliación o sustitución, y posibilidades de financiamiento. Todos estos elementos deben ser evaluados para lograr un proyecto económicamente viable.

Por lo tanto, se entiende por periodo de diseño al tiempo en el cual los componentes del sistema cubran la demanda proyectada minimizando el valor actual de los costos de inversión o sea el tiempo que razonablemente se espera que la obra sirva a los propósitos



deseados de capacidad de conducción de gasto y a la existencia física de las estructuras sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que lo hagan antieconómico.

A continuación, se presentan algunos rangos de valores asignados para los diversos componentes de los sistemas de abastecimiento de agua, la elección dependerá de características específicas como el crecimiento poblacional o el costo de las futuras ampliaciones.

- Grandes presas y conductores de aducción.: 25-30 años
- Obras de captación : 20 años.
- Conducción : 20 años.
- Reservorio : 20 años.
- Redes principales : 20 años.
- Redes Secundarias : 10 años.
- Sistema de bombeo : 10 años :

2.1.4.2 Población de diseño.

Para un proyecto de abastecimiento de agua potable se debe determinar la población de diseño o futura de la localidad, este parámetro garantiza tener periodos óptimos de servicio de cada componente del sistema. Con la población futura se determina la demanda de agua para el final del periodo de diseño (Agüero, 1997).

Las obras de agua potable no se diseñan para satisfacer solo una necesidad del momento actual, sino que deben prever el crecimiento de la población en un periodo de tiempo prudencial que varía entre 10 y 40 años (Agüero, 1997).

Existen varias metodologías para estimar la proyección de población futura entre los más utilizados tenemos los analíticos y gráficos.

**a. Métodos analíticos.**

Son métodos matemáticos que se basan en ecuaciones que expresan el crecimiento demográfico en función del tiempo, ajustable a una curva matemática, se obtienen a partir de la estimación de la poblacional en dos o más fechas de censos de la población, generalmente dichas mediciones se realizan en intervalos aproximado de diez. De otro modo es válido también utilizar tasas de crecimiento de otras poblaciones de características similares como referenciales.

El uso de estos métodos tiene algunas de las siguientes limitaciones:

- Dificultad para establecer la función más adecuada que determine el comportamiento real de la población.
- No considera la estructura por edad de la población, según sexo y grupos de edad, y sus interrelaciones.

Dentro de los métodos analíticos tenemos el aritmético, geométrico o exponencial, parabólico, entre otros:

❖ Método aritmético:

El método se emplea para proyectar una población que se encuentra en franco crecimiento. Se utiliza para el cálculo de poblaciones bajo la consideración de que están cambiando en la forma de una progresión aritmética. Es aplicable cuando la variación de la población respecto al tiempo es constante, lo que demográficamente no se cumple ya que en general la población no aumenta numéricamente en la misma magnitud a lo largo del tiempo. Para la aplicación de este método es necesario conocer la información censal y datos recopilados directamente en el estudio de campo.



El crecimiento aritmético se describe a partir de la siguiente ecuación:

$$Pf = Pa (1 + r * t) \quad \text{—————} \quad 2.01$$

Donde:

- Pf = Población futura.
- Pa = Población actual.
- t = Tiempo en años entre Pa y Pf.
- r = Tasa de crecimiento.

❖ Método geométrico o exponencial:

En este caso se efectúa el cálculo de poblaciones considerando que las variaciones de esta se producen en la forma de una progresión geométrica. Se emplea estos métodos cuando la población está en su iniciación o periodo de saturación, más no cuando está en el periodo de franco crecimiento (Narváez).

El crecimiento geométrico se describe a partir de la siguiente ecuación.

$$Pf = Pu * r^{(t-tu)} \quad \text{—————} \quad 2.02$$

$$r = \sqrt[\Delta t]{\frac{Pu}{Po}} \quad \text{—————} \quad 2.03$$

Donde:

- P = Población a calcular.
- Pu = Población del último censo.
- Po = Población del censo anterior.
- $\Delta t = tu - to$, variación del tiempo.
- tu = Valor del tiempo del último censo.
- to = Valor del tiempo en del censo anterior.
- t = Valor del año de la población futura.



❖ Método parabólico:

Este método se usa preferentemente en poblaciones que se encuentran en el periodo de asentamiento o inicio, sólo se escogen 3 datos censales (Narváez).

La ecuación para calcular la población futura es:

$$P = A + BX + CX^2 \quad \text{—————} \quad 2.04$$

Donde:

- P = Población a calcular.
- A = Factor referencial paramétrico (dato inicial).
- B y C = Factores referenciales dependientes.
- X = Número de años considerados desde el primer dato censal.

❖ Métodos Gráficos.

Se forma una gráfica con datos de censos de poblaciones que tengan características similares de crecimiento en el eje de las abscisas (x) se ingresan los años de los censos y en el eje de las ordenadas (y) el número de habitantes. A continuación, se traza una curva media entre los puntos así determinados, prolongándose a ojo esta curva, hasta el año cuyo número de habitantes se desea conocer (Narváez).

Este método tiene el siguiente procedimiento:

- Consiste en plotear los datos de la ciudad en estudio (A) y los registros de ciudades mayores, de características semejantes a dicha ciudad. Se utiliza papel semi logarítmico 2x10.



- A partir del último dato censal (ciudad A) se trazan paralelas a las otras ciudades (B, C, y D).
- A partir del último punto se traza la media de estas ciudades obteniéndose la prolongación de la ciudad (A).
- Para la fecha deseada, se determina la población futura.

2.1.4.3 *Demanda de agua.*

Se define como la cantidad de agua que requiere los usuarios del sistema para satisfacer sus necesidades básicas. Dicho consumo constituye el punto básico en todo sistema de abastecimiento de agua, el cual depende de dos componentes como son el consumo per cápita y la cantidad de habitantes de la población futura.

En climas cálidos se incrementa el consumo y en el frío disminuye el consumo del agua. Los factores económicos y sociales se pueden determinar a través del tipo de vivienda, siendo importante considerar la variación de consumo por el tipo y tamaño de la construcción.

Para determinar la demanda de agua se necesita estudiar parámetros como el periodo de diseño, dotación del agua, caudales, población actual y de diseño

❖ Dotación de agua.

Es la cantidad de agua que se le asigna a cada habitante del sistema proyectado, está considerado el consumo de todos los servicios que realiza en un día medio anual, su unidad de medida es en litros. / habitante-día.



Para su determinación se consideran las variaciones del consumo de agua en diferentes localidades; se asigna la dotación en base al número de habitantes y a las diferentes regiones del país.

❖ **Variación del consumo del agua.**

El consumo no es constante durante todo el año, inclusive se presentan variaciones durante el día, esto hace necesario que se calculen gastos máximos diarios y horarios, para el cálculo de estos es necesario utilizar Coeficientes de variación diaria y horaria respectivamente (Rodríguez, 2001)

Para que un sistema suministre agua de forma eficiente, continuo y con presión suficiente se debe tener en cuenta las variaciones y el consumo máxima de la población. De tal forma que cada una de las diferentes partes del sistema satisfagan las necesidades reales de la población, para esto es necesario conocer las variaciones mensuales, diarias y horarias del consumo. Las variaciones del consumo están influenciadas principalmente por diversos factores como la magnitud de la población, costumbres, condiciones de clima, entre otros.

Interesa conocer el consumo máximo diario para el cálculo hidráulico de la línea de conducción; y el consumo máximo horario el cual es utilizado para el cálculo hidráulico de la línea de aducción y red de distribución.

❖ **Consumo promedio diario anual (Qp):**

Se define como el resultado de la estimación del consumo per cápita de la población futura considerando un periodo de diseño, lo que representa la cantidad de agua requerida por un habitante en un día cualquiera del año de consumo promedio. Se determina mediante la siguiente expresión:

$$Qp = \frac{Pf * D}{86400}$$



Donde:

Q_p = Consumo promedio diario anual (l/s)

P_f = Población futura (hab.)

D = Dotación (l/hab./día)

86400 = Segundos que tiene un día.

Consumo Máximo Diario (Q_{md}):

El consumo promedio diario anual sufre variaciones registrándose estadísticas de días en máximos y mínimos consumos a causa diferentes factores como el clima, costumbres entre otras, el consumo máximo diario se define como el día de máximo consumo de una serie de registros históricos observados durante los 365 días del año.

El consumo máximo diario se calcula incrementando mediante el uso de un coeficiente el gasto promedio diario anual cuyo resultado cubrirá los consumos máximos diarios que se presenten.

$$Q_{md} = k_1 * Q_p$$

Donde:

Q_{md} = Consumo Máximo diario (l/s).

Q_p = Consumo promedio diario (l/s).

K_1 = Coeficiente de variación diaria.

Según el RNE - Obras de Saneamiento OS.100, si no existe una información estadística comprobada del Coeficiente Máximo Anual de demanda diaria $k_1 = 1.3$.

El consumo máximo diario (Q_{md}) es base para el cálculo del gasto de extracción diario de la fuente de agua, diámetros de la tubería de la línea de conducción y la potencia del equipo de bombeo.

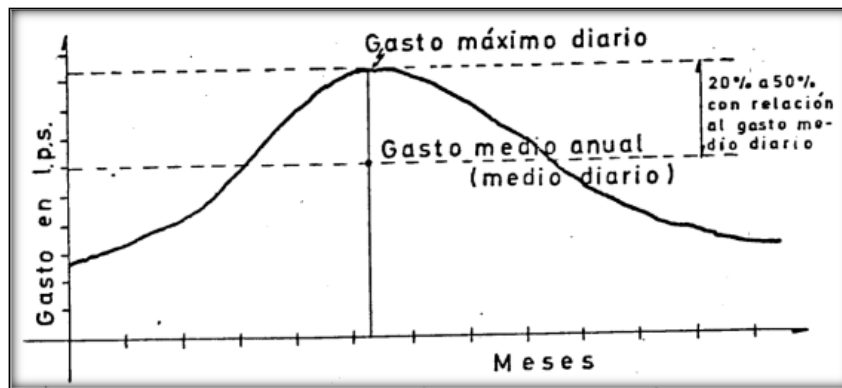


Figura 2.7 Consumo Máximo Diario (Qmd).

Fuente : Abastecimiento de Agua (Rodríguez, 2001).

❖ Consumo Máximo Horario (Qmh):

Se define como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo, se entiende que este gasto no será consumido por la población en forma constante durante todo día.

El consumo máximo horario (Qmh) se calcula incrementando el gasto promedio diario anual generalmente valores superiores al 150%, Es también base para el cálculo de diámetros de la tubería en la línea de conducción y se expresa de la siguiente la forma:

$$Qmh = k2 * Qp$$

Donde:

Q mh = Consumo Máximo horario (l/s).

Q p = Consumo promedio diario (l/s).

K2 = Coeficiente de variación horaria.

Según el RNE - Obras de Saneamiento OS.100, si no existe una información estadística comprobada del Coeficiente Máximo Anual de demanda horaria k2, esta toma valores que varían entre 1.80 y 2.50.

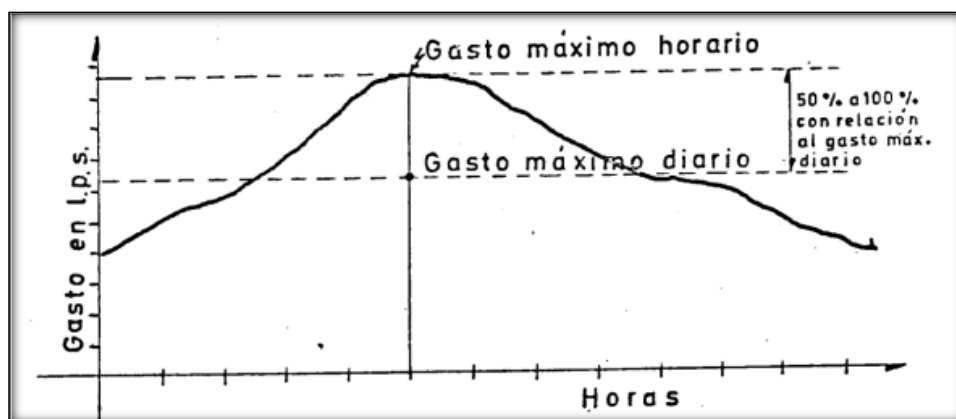


Figura 2.8 Consumo Máximo Horario (Qmh).

Fuente : Abastecimiento de Agua (Rodríguez, 2001)

2.1.5 Componentes principales del sistema de abastecimiento de agua potable.

2.1.5.1 Fuentes de abastecimiento de agua.

Las fuentes de agua son recursos hídricos naturales y de acuerdo con su procedencia pueden ser principalmente superficiales, subterráneas y de lluvia, estas constituyen el elemento principal en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable. La fuente debe ser capaz de proporcionar un caudal mayor al consumo máximo diario (Qmd), para que el sistema pueda suministrar agua de manera continua y eficiente a la población futura.

Si la fuente o fuentes proporcionan los volúmenes de agua necesarios para satisfacer a la población, se procede a determinar la calidad del agua, esta debe cumplir con el Reglamento de la calidad del agua para consumo humano (Decreto Supremo N° 031-2010-SA), con la determinación de la cantidad y calidad del agua de la fuente se puede definir su ubicación topografía en el terreno y dependiendo en donde se encuentre se proyectara el tipo de sistema que corresponda, este puede ser por gravedad o bombeo.

❖ Principales Fuentes de Agua.

Agua subterránea:

“Las aguas subterráneas constituyen parte del ciclo hidrológico y son aguas que por percolación se mantienen en movimiento a través de estratos geológicos capaces de contenerlas y de permitir su circulación” (Narváez).

La captación de aguas subterráneas representada por manantiales naturales, galerías filtrantes y pozos localizados, generalmente se encuentran ubicados en la parte alta de la población y se caracterizan por tener agua de buena calidad, estas particularidades hacen que su diseño corresponde a un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad sin tratamiento. Las aguas subterráneas tienen las siguientes características:

- Las aguas subterráneas constituyen importantes fuentes de abastecimiento.
- Su temperatura es uniforme a lo largo el año.
- Las sequías prácticamente no los afectan.

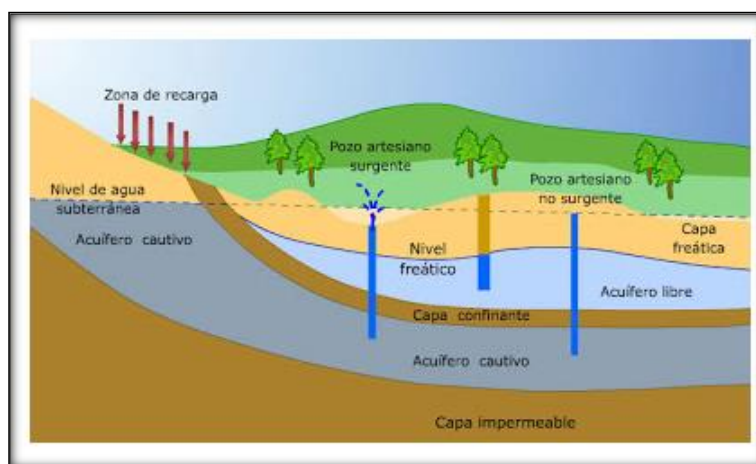


Figura 2.9 Agua subterránea

Fuente: <http://apusdelagua.blogspot.com>

Aguas superficiales:

Estas fuentes tienen un caudal variable según las estaciones y generalmente requieren de un mayor tratamiento para ser potables por tener una mayor exposición al medio ambiente.

Están representada por las quebradas, riachuelos y ríos, que generalmente conduce agua contaminada con la presencia de sedimentos y residuos orgánicos; siendo necesario plantear para su captación un sistema de tratamiento, que implica la construcción de obras civiles como bocatomas, desarenadores, cámaras de filtros e instalación de sistemas de cloración (Agüero, 1997).

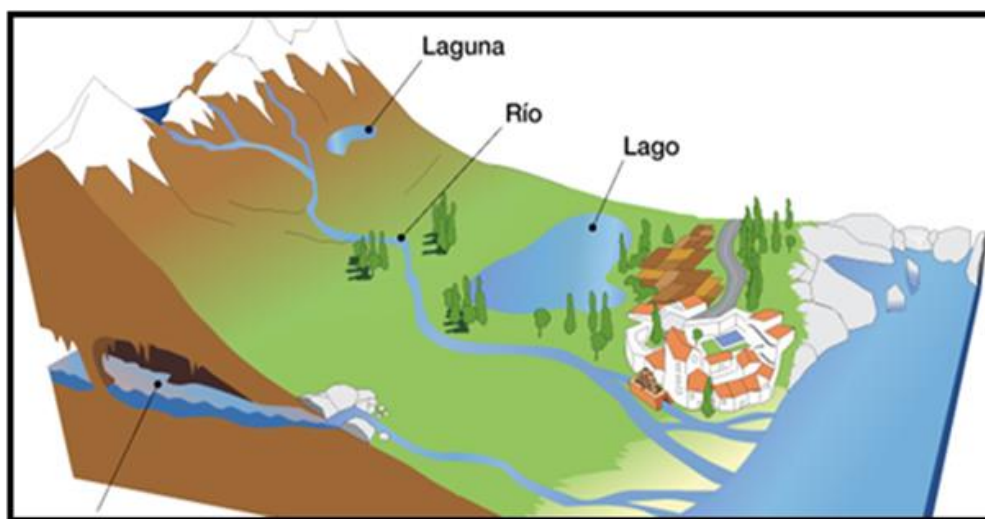


Figura 2.10 Agua superficial

Fuente : <https://www.monografias.com>

2.1.5.2 Captación.

Elegida la fuente de agua e identificada como el primer punto del sistema de agua potable, el lugar del afloramiento se construye una estructura de captación que permita



recolectar el agua, para que luego pueda ser conducida mediante las tuberías hacia el reservorio de almacenamiento.

El diseño hidráulico y dimensionamiento de la captación dependerá de la topografía de la zona, de la textura del suelo y de la clase de manantial; buscando no alterar la calidad y la temperatura del agua ni modificar la corriente y el caudal natural del manantial, ya que cualquier obstrucción puede tener consecuencias fatales; el agua crea otro cauce y el manantial desaparece.

Es importante que se incorporen características de diseño que permitan desarrollar una estructura de captación que considere un control adecuado del agua, oportunidad de sedimentación, estabilidad estructural, prevención de futura contaminación y facilidad de inspección y operación. Estas características se desarrollan a continuación, donde además se presentan los tipos, diseño hidráulico y dimensionamiento de las estructuras de captación.

❖ **Tipos de Captación:**

Como la captación depende del tipo de fuente y de la calidad y cantidad de agua, el diseño de cada estructura tendrá características típicas.

La captación de un manantial debe hacerse con todo cuidado, protegiendo el lugar de afloramiento de posibles contaminaciones, delimitando un área de protección cerrada. constará de tres partes: la primera, corresponde a la protección del afloramiento; la segunda, a una cámara húmeda que sirve para regular el gasto a utilizarse; y la tercera, a una cámara seca que sirve para proteger la válvula de control.

La captación de las aguas superficiales se hace a través de las bocatomas, en algunos casos se utilizan galerías filtrantes paralelas al curso de agua para captar las aguas que resultan así con un filtrado preliminar.



2.1.5.3 Planta de tratamiento.

El tratamiento del agua en las plantas para hacerla potable es la parte más delicada del sistema. El tipo de tratamiento es muy variado en función de la calidad del agua bruta. Una planta de tratamiento de agua potable generalmente consta de los siguientes componentes:

- Reja para la retención de material grueso, tanto flotante como de arrastre de fondo.
- Desarenador, para retener el material en suspensión de tamaño fino.
- Floculadores, donde se adicionan químicos que facilitan la decantación de sustancias en suspensión coloidal y materiales muy finos en general.
- Decantadores, o sedimentadores que separan una parte importante del material fino.
- Dispositivo de desinfección y filtros, que terminan de retirar el material en suspensión.

2.1.5.4 Red de conducción.

La línea de conducción en un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad es el conjunto de tuberías, válvulas, accesorios, estructuras y obras de arte encargados de la conducción del agua desde la captación hasta el reservorio, aprovechando la carga estática existente.

Debe utilizarse al máximo la energía disponible para conducir el gasto deseado, lo que en la mayoría de los casos nos llevara a la selección del diámetro mínimo que permita presiones iguales o menores a la resistencia física que el material de la tubería soporte.



Para lograr un mejor funcionamiento del sistema, a lo largo de la línea de conducción puede requerirse cámaras rompe presión, válvulas de aire, válvulas de purga, etc. Cada uno de estos elementos precisa de un diseño de acuerdo con características particulares.

❖ **CRITERIOS DE DISEÑO:**

Definido el perfil de la línea de conducción, es necesario considerar criterios de diseño que permitan el planteamiento final en base a las siguientes consideraciones:

Carga disponible:

La carga disponible viene representada por la diferencia de elevación entre la obra de captación y el reservorio.

Gasto de Diseño:

El gasto de diseño es el correspondiente al gasto máximo diario (Q_{md}), el que se estima considerando el caudal medio de la población para el periodo de diseño seleccionado (Q_p) y el factor K_1 del día de máximo consumo.

Clases de tubería:

Las clases de tubería a seleccionarse estarán definidas por las máximas presiones que ocurran en la línea de carga estática. Para la selección se debe considerar una tubería que resista la presión más elevada que pueda producirse, ya que la presión máxima no ocurre bajo condiciones de operación, sino cuando se presenta la presión estática, al cerrar la válvula de control en la tubería.

En la mayoría de los proyectos de abastecimiento de agua potable para poblaciones rurales se utilizan tuberías de PVC. Este material tiene ventajas comparativas con relación a otro tipo de tuberías: es económico, flexible, durable, de poco peso y de fácil transporte e instalación; además, son las tuberías que incluyen diámetros comerciales menores de 2 pulg y que fácilmente se encuentran en el mercado.



En el Cuadro y la Figura siguiente se presentan las clases comerciales de tuberías PVC con sus respectivas cargas de presión.

Tabla 2.1. Clase de tuberías PVC y máxima presión de trabajo

CLASE	PRESIÓN MÁXIMA DE PRUEBA (m)	PRESIÓN MÁXIMA DE TRABAJO (m)
5	50	35
7.5	75	50
10	105	70
15	150	100

Fuente: Agua potable para poblaciones rurales (Agüero, 1997).

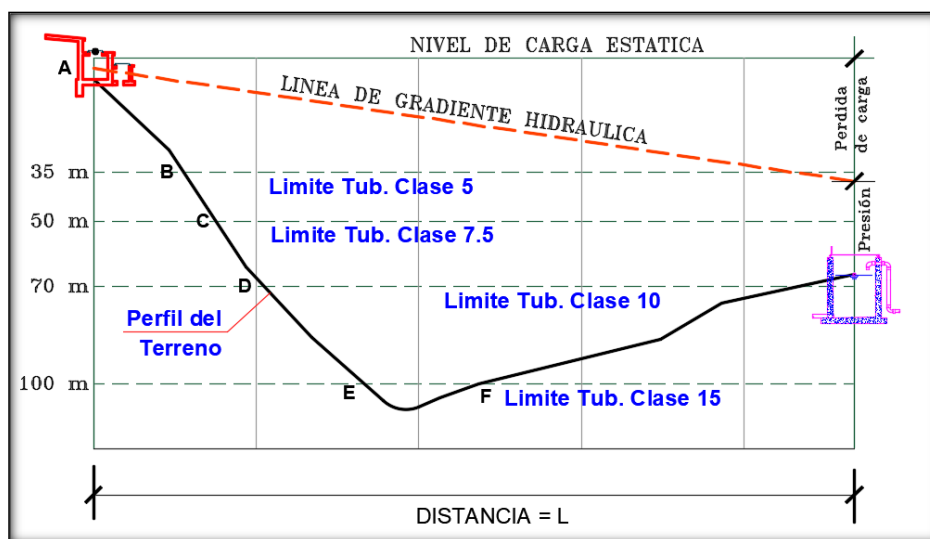


Figura 2.11 Presiones máximas de trabajo de diferentes clases de Tuberías PVC.

Modificada de: Agua potable para poblaciones rurales (Agüero, 1997).

Cuando las presiones sean mayores a las que soporta la tubería PVC (Tramo 'EF') o cuando la naturaleza del terreno haga antieconómica la excavación y donde sea necesaria la construcción de acueductos, se recomienda utilizar tubería de fierro galvanizado (Agüero, 1997).



Diámetros:

Para determinar los diámetros se consideran diferentes soluciones y se estudian diversas alternativas desde el punto de vista económico. Considerando el máximo desnivel en toda la longitud del tramo, el diámetro seleccionado deberá tener la capacidad de conducir el gasto de diseño con velocidades comprendidas entre 0.6 y 3.0 m/s; y las pérdidas de carga por tramo calculado deben ser menores o iguales a la carga disponible.

❖ ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS.

Válvulas de aire

El aire acumulado en los puntos altos provoca la reducción del área de flujo del agua, produciendo un aumento de pérdida de carga y una disminución del gasto. Para evitar esta acumulación es necesario instalar válvulas de aire pudiendo ser automáticas o manuales. Debido al costo elevado de las válvulas automáticas, en la mayoría de las líneas de conducción se utilizan válvulas de compuerta con sus respectivos accesorios que requieren ser operadas periódicamente.

Válvulas de purga

Los sedimentos acumulados en los puntos bajos de la línea de conducción con topografía accidentada provocan la reducción del área de flujo del agua, siendo necesario instalar válvulas de purga que permitan periódicamente la limpieza de tramos de tuberías

Cámaras rompe presión.

Cuando existe mucho desnivel entre dos puntos a lo largo de la línea de conducción, líneas de distribución o en los ramales, generalmente presiones superiores a la máxima que puede soportar una tubería. En esta situación, es necesaria la construcción de cámaras rompe-presión que permitan disipar la energía y reducir la presión relativa a cero (presión atmosférica), con la finalidad de evitar daños en la tubería. Estas estructuras permiten utilizar tuberías de menor clase, reduciendo considerablemente los costos en las obras de abastecimiento de agua potable.

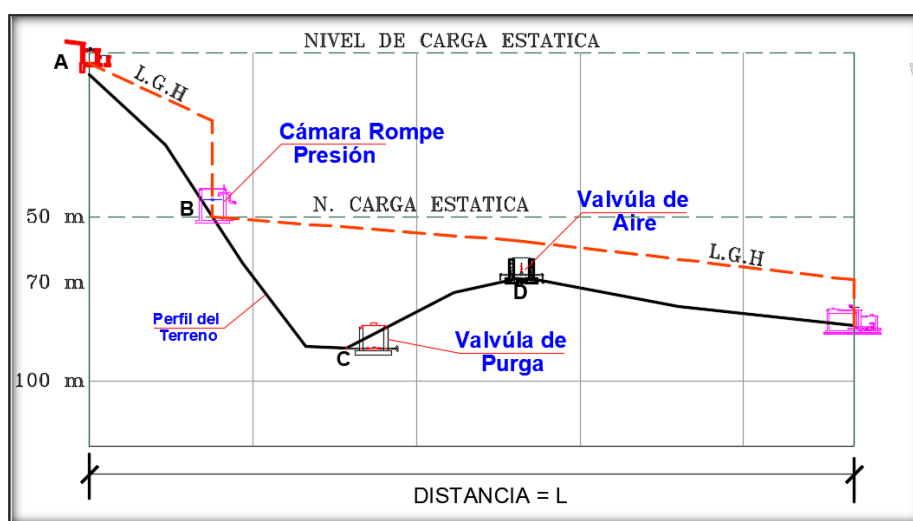


Figura 2.12 Ubicación de Estructuras Complementarias.
Modificada de: Agua potable para poblaciones rurales (Agüero, 1997)

❖ LÍNEA DE GRADIENTE HIDRÁULICA

La línea de gradiente hidráulica (L.G.H.) indica la presión de agua a lo largo de la tubería bajo condiciones de operación. Cuando se traza la línea de gradiente hidráulica para un caudal que descarga libremente en la atmósfera (como dentro de un tanque), puede resultar que la presión residual en el punto de descarga se vuelva positiva o negativa.

la presión residual positiva indica que hay un exceso de energía gravitacional; quiere decir, que hay energía suficiente para mover el flujo.

la presión residual negativa indica que no hay suficiente energía gravitacional para mover la cantidad deseada de agua; motivo suficiente para que la cantidad de agua no fluya. Se puede volver a trazar la L.G.H. usando un menor caudal y/o un diámetro mayor de tubería con la finalidad de tener en toda la longitud de la tubería una carga operativa de agua positiva.

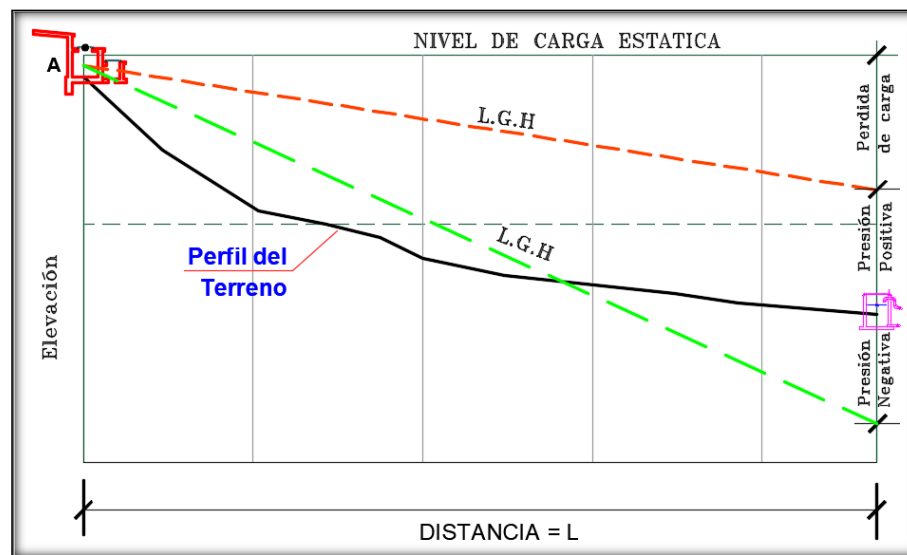


Figura 2.13 Presión residual del agua.

Modificada de: Agua potable para poblaciones rurales (Agüero, 1997)

❖ PERDIDA DE CARGA

La pérdida de carga es el gasto de energía necesario para vencer las resistencias que se oponen al movimiento del fluido de un punto a otro en una sección de la tubería. Las pérdidas de carga pueden ser lineales o de fricción y singulares o locales. Las primeras, son ocasionadas por la fuerza de rozamiento en la superficie de contacto entre el fluido y la tubería; y las segundas son producidas por las deformaciones de flujo, cambio en sus movimientos y velocidad (estrechamientos o ensanchamientos bruscos de la sección, válvulas, grifos, compuertas, codos, etc.).

Cuando las pérdidas locales son más del 10% de las pérdidas de fricción, la tubería se denomina corta y el cálculo se realiza considerando la influencia de estas pérdidas locales.



Por lo contrario, cuando en la línea de conducción las pérdidas locales no superan el 10 %, para realizar los cálculos hidráulicos solamente se consideran las pérdidas por fricción.

- ✓ **La pérdida de carga por fricción (Hf):** Se calcula para cualquier tramo aplicando la fórmula:

$$H_f = h_f \times L \quad \text{2.01}$$

Donde:

L = la longitud del tramo de tubería en m.

hf = Pérdida de carga unitaria en m/m. Para el propósito de diseño se considera:

Ecuaciones de Hazen y Williams para diámetros mayores a 2 pulgadas y Ecuaciones de Fair Whipple para diámetros menores a 2 pulgadas.

“Puede utilizar la fórmula de Hazen y Williams, con cuya ecuación los fabricantes de nuestro país elaboran sus nomogramas en los que incluyen diámetros menores a 2 pulg” (Agüero, 1997).

Para tuberías de diámetro superior a 50 mm, Ecuación de Hazen-Williams:

$$H_f = 10,674 * [Q^{1.852} / (C^{1.852} * D^{4.86})] * L \quad \text{2.02}$$

Siendo:

- L: Longitud del tramo, en m.
- Hf: pérdida de carga continua, en m.
- Hf: pérdida de carga continua, en m.
- Q: Caudal en m³/s
- D: diámetro interior, en m.
- C: Coeficiente de Hazen Williams (adimensional).

**Cuadro 2.03. Coeficientes de fricción “C” en la fórmula de Hazen y Williams**

TIPO DE TUBERIA	“C”
Acero sin costura	120
Acero soldado en espiral	100
Cobre sin costura	150
Concreto	110
Fibra de vidrio	150
Hierro fundido	100
Hierro fundido con revestimiento	140
Hierro galvanizado	100
Polietileno, Asbesto Cemento	140
Poli(cloruro de vinilo)(PVC)	150

Fuente: R.N.E: OS.010 Captación y Conducción de agua para consumo humano.

Para tuberías de diámetro igual o inferior a 50 mm, Ecuación de Fair-Whipple:

$$H_f = \left[\frac{Q}{2.8639 * D^{2.71}} \right]^{1.75} * L \quad \text{—————} \quad \mathbf{2.03}$$

Siendo:

- H_f : pérdida de carga continua, en m.
- Q : Caudal en l/s.
- D : diámetro pulgadas.
- L : longitud en m.

- ✓ **Pérdidas de carga localizadas (ΔH_i):** Se calcularán las perdidas en piezas especiales y en las válvulas, las cuales se evaluarán mediante la siguiente expresión:

$$\Delta H_i = K_i \frac{V^2}{2g} \quad \text{—————} \quad \mathbf{2.04}$$

Dónde:





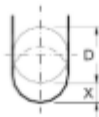
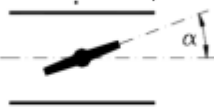
ΔH_i : pérdida de carga localizada en las piezas especiales y en las válvulas, en m.

K_i : coeficiente que depende del tipo de pieza especial o válvula (ver Tabla).

V : máxima velocidad de paso del agua a través de la pieza especial o de la válvula en m/s.

g : aceleración de la gravedad, m/s².

Tabla 2.2. Coeficiente para el cálculo de la pérdida de carga.

ELEMENTO	COEFICIENTE k_i								
Ensanchamiento gradual 	α	5°	10°	20°	30°	40°	90°		
	k_i	0,16	0,40	0,85	1,15	1,15	1,00		
Codos circulares 	R/DN	0,1	0,3	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	K_{90°	0,09	0,11	0,20	0,31	0,47	0,69	1,00	1,14
	$k_i = K_{90^\circ} \times \alpha/90^\circ$								
Codos segmentados 	α	20°	40°	60°	80°	90°			
	k_i	0,05	0,20	0,50	0,90	1,15			
Disminución de sección 	S_2/S_1	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8			
	k_i	0,5	0,43	0,32	0,25	0,14			
Otras	Entrada a depósito	$k_i=1,0$							
	Salida de depósito	$k_i=0,5$							
Válvulas de compuerta 	x/D	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8	8/8
	k_i	97	17	5,5	2,1	0,8	0,3	0,07	0,02
Válvulas mariposa 	α	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	
	k_i	0,5	1,5	3,5	10	30	100	500	
Válvulas de globo	Totalmente abierta								
	k_i	3							

Fuente: Norma Técnica de Diseño para sistemas de saneamiento en el ámbito rural (MVCS,2018).



❖ RECOMENDACIONES PARA EL TRAZADO.

Se evitarán pendientes mayores del 30% para evitar velocidades excesivas, e inferiores al 0,50%, para facilitar la ejecución y el mantenimiento. El trazado se ajustará al menor recorrido, siempre y cuando esto no conlleve excavaciones excesivas u otros aspectos (MVCS, 2018).

En los tramos que discurran por terrenos accidentados, se suavizará la pendiente del trazado ascendente pudiendo ser más fuerte la descendente, refiriéndolos siempre al sentido de circulación del agua. Se debe evitar cruzar por terrenos privados para evitar problemas durante la construcción y en la operación y mantenimiento del sistema. (MVCS, 2018).

2.1.5.5 Reservoirio de almacenamiento

La importancia del reservorio radica en garantizar el funcionamiento hidráulico del sistema y el mantenimiento de un servicio eficiente, en función a las necesidades de agua proyectadas y el rendimiento admisible de la fuente. Los aspectos más importantes que considerarse para el diseño son la capacidad, ubicación y tipo de reservorio.

❖ Capacidad del Reservorio.

Para determinar la capacidad del reservorio, es necesario considerar la compensación de las variaciones horarias, emergencia para incendios, previsión de reservas para cubrir daños e interrupciones en la línea de conducción y que el reservorio funcione como parte del sistema. Para el cálculo de la capacidad del reservorio, se considera la compensación de variaciones horarias de consumo y los eventuales desperfectos en la línea de conducción.

El reservorio debe permitir que la demanda máxima que se produce en el consumo sea satisfecha a cabalidad, al igual que cualquier variación en el consumo registrada en las 24



horas del día, es aconsejable un volumen adicional que dé la oportunidad de restablecer la conducción de agua hasta el reservorio si se producen problemas en la línea de conducción.

❖ **Ubicación del Reservorio.**

La ubicación está determinada principalmente por la necesidad y conveniencia de mantener la presión en la red dentro de los límites de servicio, garantizando presiones mínimas en las viviendas más elevadas y presiones máximas en las viviendas más bajas.

Considerando la topografía del terreno y la ubicación de la fuente de agua, en la mayoría de los proyectos de agua potable en zonas rurales los reservorios de almacenamiento son de cabecera y por gravedad. El reservorio debe ser ubicado lo más cerca posible al centro poblado y a la vez debe tener una elevación mínima que satisfaga las presiones de salida.

❖ **Tipos de Reservorios.**

Pueden ser elevados, apoyados y enterrados. Los elevados, que generalmente tienen forma esférica, cilíndrica y de paralelepípedo, son construidos sobre torres, columnas, pilotes, etc.; los apoyados, que principalmente tienen forma rectangular y circular, son construidos directamente sobre la superficie del suelo; y los enterrados, de forma rectangular, son construidos por debajo de la superficie del suelo (cisternas).

2.1.5.6 Red de distribución.

La red de distribución es una componente del sistema de agua potable que está constituida por un conjunto de tuberías, accesorios, estructuras complementarias y conexiones domiciliarias que en conjunto permiten que se conduzca agua tratada desde el tanque de almacenamiento hasta cada vivienda. Según la forma del circuito existen dos tipos de redes o sistemas de distribución:

a) Sistema abierto o ramificado:

Son redes de distribución que están constituidas por un ramal matriz y una serie de ramificaciones. Es utilizado cuando la topografía dificulta o no permite la interconexión entre ramales y cuando las poblaciones tienen un desarrollo lineal, generalmente a lo largo de un río o camino (Agüero, 1997).

La tubería matriz o principal se instala a lo largo de una calle de la cual se derivan las tuberías secundarias. La desventaja es que el flujo está determinado en un solo sentido, y en caso de sufrir desperfectos puede dejar sin servicio a una parte de la población (Agüero, 1997).

b) Sistema de circuito cerrado o redes malladas:

Son aquellas redes constituidas por tuberías interconectadas formando circuitos cerrados o mallas. Cada tubería que reúna dos nudos debe tener la posibilidad de ser seccionada y desaguada independientemente, de forma que se pueda realizar una reparación en ella sin afectar al resto de la malla. Para ello se debe disponer a la salida de los dos nudos válvulas de corte (MVCS, 2018).

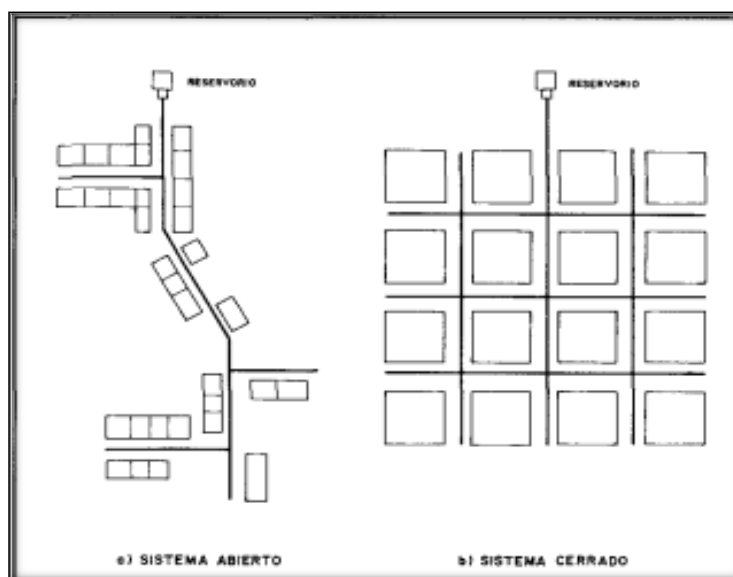


Figura 2.14 Sistemas de distribución.

Fuente : Agua potable para poblaciones rurales (Agüero, 1997)

CAPÍTULO III : ÁREA DE ESTUDIO DEL PROYECTO.

3.1. UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN.

- | | | | |
|----------------|-----------|-------------|-----------|
| - Departamento | : Piura | - Provincia | : Ayabaca |
| - Distrito | : Montero | - Comunidad | : Chonta |
| - Región | : Sierra | - Zona | : Rural |

Sectores Beneficiarios :

- Aradas de Chonta (Y=9486570, X= 634483)
- Lanche (Y=9486848, X= 633892)
- Naranjo de Chonta (Y=9487816, X= 633032)

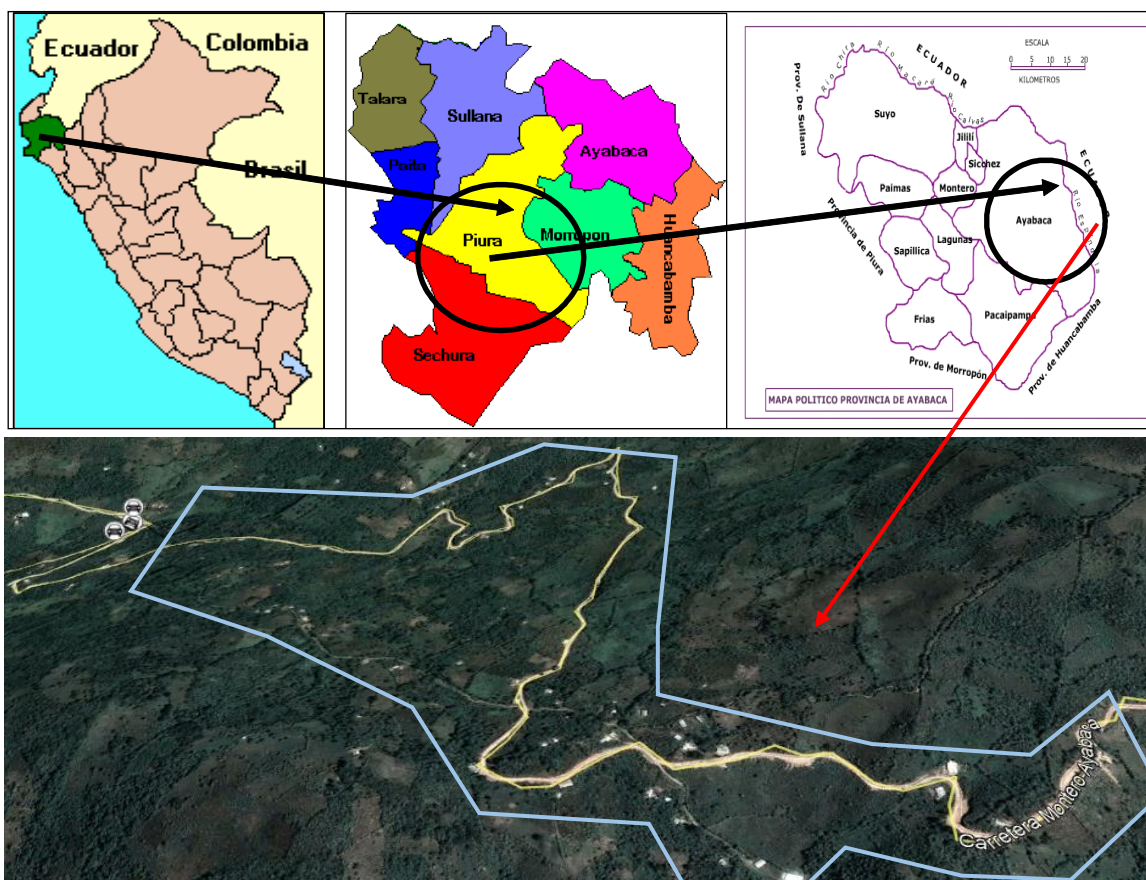


Figura 3.1. Ubicación del proyecto
Modificada de: Google Earth Pro



3.2. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.

a) Vías de Acceso.

Con respecto a la ciudad de Piura, capital departamental, las localidades de Aradas de Chonta, Lanche, Naranjo de Chonta están ubicada al Nor Este, con el siguiente acceso:

- Piura – Sullana
- Sullana - Las Lomas
- Las Lomas – Paimas
- Paimas- Puente Paraje Grande
- Puente Paraje Grande – Montero.

La ruta se inicia en la ciudad de Piura con una carretera asfaltada hasta la ciudad de Paimas, con una longitud total de 171 Km., el tiempo de viaje promedio desde la ciudad de Piura es de dos horas y media, en vehículo automotor. Luego se llega al Puente Paraje Grande (Distrito de Montero) en donde el tiempo promedio de viaje es de 10 minutos por carretera asfaltada, del Puente Paraje Grande hasta la ciudad de Montero se hace un recorrido de una media hora para llegar a la ciudad de Montero por carretera.

Los sectores de Aradas de Chonta, Lanche, Naranjo de Chonta se encuentra ubicada a 7 km. De distancia de la localidad de Montero, de la cual mediante una Trocha Carrozable y Camino de Herradura para llegar al Sector se emplea un tiempo de 20 minutos Aprox. desde el Distrito de Montero.

b) Clima.

Presenta un clima templado alcanzando una temperatura promedio de 15°C, durante los meses de enero a mayo se presentan fuertes precipitaciones pluviales, lo que permite



que el subsuelo absorba parte de este líquido elemento y esto permite que los manantiales presentes un mayor aforo.

c) Topografía.

Los sectores de Aradas de Chonta, Lanche, Naranjo de Chonta presentan una topografía montañosa accidentada, durante los meses de enero a mayo se presentan fuertes precipitaciones pluviales lo que dificultan el acceso a este sector debido a que no cuenta con una carretera afirmada.

d) Características Socio – Económico de la Zona.

La población de la zona en estudio se dedica a la actividad agropecuaria, siendo pocos sus ingresos, debido a los bajos precios de los productos, por lo que la mayoría de las familias viven en condiciones de pobreza. Casi el 100 % de la población tiene como actividad principal la agricultura, para lo cual no disponen de infraestructura de riego, así mismo la población realiza actividades agrarias aprovechando las aguas de las lluvias, que suceden cada año entre enero y abril, y el resto del año se realiza aprovechando los pequeños caudales que mantienen las quebradas y cuya duración es variada, dependiendo de la intensidad de las crecientes o avenidas registradas durante las lluvias o de otros factores como el clima.

❖ SERVICIOS BÁSICOS

a) Energía

Los sectores de Aradas de Chonta, Lanche, Naranjo de Chonta del Distrito de Montero si cuentan con servicio de energía eléctrica.



b) Agua y Saneamiento

Las 98 unidades de viviendas conforman los sectores de Aradas de Chonta, Lanche, Naranjo de Chonta disponen del servicio de “agua entubada”, construida durante el año de 1,999.

Las estructuras como captación, líneas de conducción se encuentra en mal estado de conservación y un reservorio inoperativo y un servicio de agua operativo. Hay que destacar que existen nuevas viviendas para lo cual se debe ampliar la dotación del servicio de agua para beneficiar a toda la población de los sectores involucrados. Esta situación ha traído como consecuencia que parte de los pobladores de esta localidad, no cuenten con el servicio de agua Potable hasta la fecha.

c) Salud

La localidad no cuenta con un establecimiento de Salud. Las familias para la atención médica acuden al puesto de salud del Distrito de Montero, a 5 Km aproximadamente de distancia. Según el reporte del puesto del Centro de Salud del distrito, las enfermedades que con mayor frecuencia afectan a la población son las Diarreicas, Dérmicas y la Parasitosis.

d) Educación

Las localidades cuentan con Instituciones Educativas del nivel Primario con 40 Alumnos entre varones y mujeres con una plana docente de 03

3.3. ESTUDIO POBLACIONAL.

Los sectores de Aradas de Chonta, Lanche, Naranjo de Chonta cuentan con 93 familias, con un tamaño promedio familiar de 5 miembros/familia, 02 I.E Primaria con 39 alumnos,



01 Modulo de Panela, 02 Capillas, se considera una población total de 490 habitantes incluyendo la población estudiantil.

Se debe conocer también la tasa de Crecimiento Poblacional que según datos de las instituciones locales como los centros de la salud la tasa de crecimiento para este distrito es de 0.38 %.

3.4. ANÁLISIS DE SUELOS.

Tabla 3.1. Parámetros del suelo en zona de estudio

FACTORES	VALORES
Parámetro de Zona	Zona 3
Factor de Zona	$Z(g)=0.35$
Tipo de Suelo	S - 3
Factor de amplificación del suelo	$S = 1.20$
Periodo predominante de vibración sísmica	$T_p= 1.0 \text{ seg.}$
Coefficiente del Factor de Amplificación Sísmica	$C= 2.50$
Factor de uso o importancia de la estructura	$U=1.50$

➤ CONCLUSIONES DEL ESTUDIO DEL SUELO

El presente estudio de Mecánica de suelos se realizó a solicitud de La Municipalidad Distrital de Montero, para desarrollar el presente estudio de suelos denominado: **“Mejoramiento del Sistema Integral de Agua Potable para los sectores de Aradas de Chonta, Lanche, Naranjo, Montero- Ayabaca -Piura.”**

La zona de influencia de dicho estudio se ubica los sectores de Aradas de Chonta, Lanche y Naranjo de Chonta de la Comunidad Campesina de Chonta, del distrito de Montero, Provincia de Ayabaca, Departamento de Piura.



El presente estudio fue realizado por el personal de laboratorio de suelos especializado, iniciándose este estudio con la evaluación del área de dichos servicios, así como la evaluación de los materiales de las canteras que serán utilizados en el proceso constructivo.

El objetivo del presente estudio fue determinar las propiedades Físico Mecánicas, de los suelos que yacen en las áreas evaluadas donde se proyectaran o mejoraran las estructuras y tendido de tubería y otros de acuerdo con la concepción del ingeniero proyectista, la indicada obra tendrá un fin social para mejorar el servicio Hídrico.

Se concluye que de acuerdo con el registro de ensayos se puede decir que en el área de estudio y según las prospecciones de sondajes se localizaron materiales del tipo “GP - GC” Grava arcillosa pobremente gradada en la captación y “SC” arenas arcillosas con trazas de grava en el reservorio; considerar un ángulo de fricción interna de 35 grados.

➤ **RECOMENDACIONES. -**

- ✓ Con respecto a la zona del Tanque de Almacenamiento se recomienda realizar una sobre excavación de 0.40m para luego reemplazarlo con material tipo hormigón cargado al grueso en dos capas de 0.15m, seguido de un solado de concreto de 0.10m, para recién a partir de ahí levantar las estructuras.
- ✓ Con respecto a la zona del Tanque de Captación se recomienda remover todas las bolonerías luego excavar hasta su nivel de cimentación y colocar una capa de 0.20m de hormigón cargado al grueso luego se colocará su capa de solado de concreto de 0.10m, para recién a partir de ahí levantar las estructuras.
- ✓ Se recomienda que los elementos serán diseñados de modo que la presión de contacto (carga estructural de la obra civil y el área de cimentación), sea inferior o cuando menos igual a la Presión de Diseño o Presión de Trabajo.



- ✓ Se recomienda utilizar cemento tipo “MS” por encontrarse parámetros que no superan los rangos permisibles mediante ensayos químicos.
- ✓ Con respecto en las zonas de redes y líneas se recomienda colocar una cama de arena de 0.20m de bajo de la tubería 0.15m por encima de la clave del tubo para proteger, luego se rellenará con material propio de la excavación preparado y seccionado.
- ✓ Con respecto a las letrina o pozos percoladores se recomienda colocar una de grava como filtro para ayudar a percollar con mayor facilidad dicho espesor será no menor de 0.60m y/o según cálculo del Ingeniero proyectista.
- ✓ Se adjuntan cuadros de presión de trabajo a diferentes profundidades. Para la zona de Captación y almacenamiento.
- ✓ Respecto a la evaluación de las canteras, estas se han evaluado de acuerdo con el uso que se les dará en el proceso constructivo de la obra. Se realizaron evaluaciones de las canteras en el área circundante a la futura obra. Habiéndose localizado las canteras de lecho de la quebrada “cantera Paimas. (agregados pétreos) ubicada en la parte baja de este distrito, el uso de los materiales serán según indico, para la obtención de grava de ½” , ¾” y 1” y arena gruesa y fina.



Tabla 3.2. Capacidad portante y de trabajo de la captación.

CAPACIDAD PORTANTE Y PRESIÓN DE TRABAJO-CAPTACIÓN							
PROYECTO	Mejoramiento del Sistema Integral de Agua Potable para los sectores de Aradas de Chonta, Lanche, Naranjo, Montero- Ayabaca -Piura						
FECHA	FEBRERO DEL 2017						
CALICATA	C - 1 / PROFUNDIDAD: 0.80 - 2.00m			TANQUE DE CAPTACIÓN			
CALICATA	TIPO	PROFUNDIDAD	PESO	qu	Qc	Fs	Pt
	DE	DE CIMENTACIÓN	VOLUM.	(Kg/cm2)	(Kg/cm2)		(Kg/cm2)
	ESTRUCTURA	Df (m)	γ				
I	CORRIDAS						
		0.60	1.850	1.03	3.05	3	1.02
		0.80	1.850	1.03	3.08	3	1.03
		1.00	1.850	1.03	3.12	3	1.04
		1.20	1.850	1.03	3.16	3	1.05
		1.50	1.850	1.03	3.21	3	1.07

CALICATA	TIPO	PROFUNDIDAD	PESO	qu	Qc	Fs	Pt
	DE	DE CIMENTACIÓN	VOLUM.	(Kg/cm2)	(Kg/cm2)		(Kg/cm2)
	ESTRUCTURA	Df (m)	γ				
I	AISLADAS						
		1.00	1.850	1.03	4.00	3	1.33
		1.20	1.850	1.03	4.03	3	1.34
		1.50	1.850	1.03	4.09	3	1.36
		2.00	1.850	1.03	4.18	3	1.39



Tabla 3.3. Capacidad portante y de trabajo del reservorio

CAPACIDAD PORTANTE Y PRESIÓN DE TRABAJO-TANQUE DE ALMACENAMIENTO							
PROYECTO	Mejoramiento del Sistema Integral de Agua Potable para los sectores de Aradas de Chonta, Lanche, Naranjo, Montero- Ayabaca -Piura						
FECHA	FEBRERO DEL 2017						
CALICATA	C - 2 / PROFUNDIDAD: 0.80 - 2.00m				TANQUE DE ALMACENAMIENTO		
CALICATA	TIPO	PROFUNDIDAD	PESO	qu	Qc	Fs	Pt
	DE	DE CIMENTACIÓN	VOLUM .	(Kg/cm2)	(Kg/cm2)		(Kg/cm2)
	ESTRUCTURA	Df (m)	γ				
II	CORRIDAS						
		0.60	1.780	0.95	2.81	3	0.94
		0.80	1.780	0.95	2.85	3	0.95
		1.00	1.780	0.95	2.89	3	0.96
		1.20	1.780	0.95	2.92	3	0.97
		1.50	1.780	0.95	2.97	3	0.99

CALICATA	TIPO	PROFUNDIDAD	PESO	qu	Qc	Fs	Pt
	DE	DE CIMENTACIÓN	VOLUM.	(Kg/cm2)	(Kg/cm2)		(Kg/cm2)
	ESTRUCTURA	Df (m)	γ				
II	AISLADAS						
		1.00	1.780	0.95	3.69	3	1.23
		1.20	1.780	0.95	3.73	3	1.24
		1.50	1.780	0.95	3.78	3	1.26
		2.00	1.780	0.95	3.87	3	1.29



CAPÍTULO IV : DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA PROYECTADO.

4.1. INTRODUCCIÓN.

En base a la topografía y características de la zona se proyecta un sistema de abastecimiento de agua por gravedad, con una distribución por ramales, el sistema empieza en la captación hasta un reservorio apoyado el cual se ubica en el sector de Aradas, por ser la zona de mayor altitud y desde donde se distribuirá hacia las unidades de viviendas, este sistema deberá cumplir con las presiones y velocidades máximas y mínimas establecidas por las normas peruanas de saneamiento, en caso de superar los rangos de diseño se usaran cámaras rompe presión, válvulas de purga y de aire para solucionar estos problemas.

4.2. COMPOSICIÓN DEL SISTEMA PROYECTADO.

El sistema proyectado para los sectores de Aradas de Chonta, Lanche y Naranjo de Chonta estará compuesto por las siguientes estructuras:

- Captación
- Línea de Conducción
- Reservorio Apoyado
- Cámaras rompe presión
- Líneas de Distribución.
- Válvulas de Purga
- Válvulas de aire
- Letrinas con arrastre Hidráulico.



CAPÍTULO V : METODOLOGÍA Y CÁLCULOS

5.1. GENERALIDADES.

En el diseño o evaluación de sistemas de agua potable existen ciertos parámetros y normas que se deben seguir para lograr sistemas eficientes y cuyas implicaciones económicas sean las más factibles, tanto para quienes proveerán del servicio como para los mismos pobladores beneficiarios del proyecto.

5.2. RESULTADOS DE ESTUDIOS PRELIMINARES.

5.2.1. Período de diseño.

Para este proyecto se consideran periodos de diseño según la guía del ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, los cuales se muestran en el cuadro 5.01.

Tabla 5.1. Periodos de diseño.

ESTRUCTURA	PERIODO DE DISEÑO
Fuente de abastecimiento	20 años
Obra de captación	20 años
Pozos	20 años.
Planta de tratamiento de agua para consumo humano (PTAP)	20 años.
Reservorio	20 años.
Líneas de conducción, aducción, impulsión y distribución	20 años.
Estación de bombeo	20 años.
Equipos de bombeo	10 años.
Unidad Básica de Saneamiento (arrastre hidráulico, compostera y para zona inundable.	10 años.
Unidad Básica de Saneamiento (hoyo seco ventilado)	5 años.

Fuente: Norma Técnica de Diseño para sistemas de saneamiento en el ámbito rural (MVCS,2018).

Según la tabla para la captación, línea de conducción, reservorio, redes principales y secundarias le corresponde un periodo de diseño de 20 años.



5.2.2. Población actual y de diseño.

De acuerdo con el estudio poblacional en los sectores de Aradas de Chonta, Lanche y Naranjo de Chonta existen 93 familias con un promedio familiar de 5.0 miembros/familia, 02 I.E Primaria con 25 alumnos cada uno, 01 Modulo de Procesamiento, 02 Capillas, se considera una población actual de 490 habitantes.

Tabla 5.1 Distribución de las unidades de vivienda

EDIFICACIONES	CANTIDAD
Viviendas	93
Instituciones Educativas	02
Módulo de Procesamiento	01
Capilla	02
TOTAL	98 und.

La población de diseño se considera los habitantes futuros en un periodo de 20 años para lo cual aplicando el método racional:

$$Pf = Pa (1 + r * t) ; \quad \text{Donde :}$$

Pf = Población futura.

Pa = Población actual= 490 Hab.

Pa = Población actual= 490 Hab.

r = Coeficiente de crecimiento= 0.38%

t = Tiempo o periodo = 20 años

$$Pf = 490 * \left(1 + \frac{0.38 * 20}{100}\right) = 527 \text{ Habitantes.}$$

5.2.3. Estimación de las dotaciones.

El sistema proyectado proveerá de un servicio de agua potable, además se implementa un sistema de eliminación de excretas, estas aguas residuales se tratarán mediante un sistema con arrastre hidráulico.



Según la Norma técnica de diseño “Opciones tecnológicas de sistemas de saneamiento en el ámbito rural del MVSC,2018”. Presenta dotaciones de agua según la forma de disposición de excretas.

Tabla 5.3 Dotación según la forma de disposición de excretas.

Región geográfica	Dotación – UBS sin arrastre hidráulico (l/hab.d)	Dotación – UBS con arrastre hidráulico (l/hab.d)
Costa	60	90
Sierra	50	80
Selva	70	100

Fuente: Norma Técnica de Diseño para sistemas de saneamiento en el ámbito rural (MVCS,2018).

De la tabla considerando que el proyecto se desarrolla en la sierra y además el sistema será complementado con un sistema de arrastre hidráulico entonces le corresponde una dotación de 80 litros/Habitante/Día.

5.2.4. Variaciones del consumo de agua.

Durante su periodo de diseño la población tiene consumos variables por lo que se calculan los coeficientes de variación diaria y horaria para determinar los gastos máximos que se presentan en el sistema.

La norma técnica de diseño para sistemas de saneamiento en el ámbito rural del MVCS señala que se deben considerar los siguientes valores:

Tabla 5.4. Límites de los Coeficientes de variación diaria y horaria.

Ítem	Coeficiente	Valor
1	Coeficiente Máximo Anual de la Demanda Diaria. (k1)	1.3
2	Coeficiente Máximo Anual de la Demanda Horaria. (k2)	2.0



- **Consumo promedio diario anual (Q_p):**

$$Q_p = \frac{P_f * D}{86400} ; \quad \text{Donde :}$$

Q_p = Consumo promedio diario anual (l/s)

P_f = Población futura= 527 (hab.)

D = Dotación = 80 (l/hab./día)

86400 = Segundos que tiene un día.

$$Q_p = \frac{504 * 80}{86400} = 0.49 \frac{Lt}{seg}$$

- **Consumo Máximo Diario (Q_{md}):**

$$Q_{md} = k_1 * Q_p ; \quad \text{donde :}$$

$$Q_p = 0.49 \frac{Lt}{seg} \quad \text{y} \quad K_1 = \text{Coeficiente de variación diaria.} = 1.3$$

$$Q_{md} = 1.3 * 0.467 = 0.64 \frac{Lt}{seg}$$

- **Consumo Máximo Horario (Q_{mh}):**

$$Q_{mh} = k_2 * Q_p ; \quad \text{Donde:}$$

$$Q_p = 0.49 \text{ (l/s). y } K_2 = \text{Coeficiente de variación diaria.} = 2.0.$$

$$Q_{mh} = 2.0 * 0.49 = 0.98 \text{ L/s}$$

Con el cálculo de estos valores y la información del levantamiento topográfico se procede con el cálculo hidráulico y dimensionamiento de los elementos del sistema.

5.3. CAPTACIÓN.

El tipo de captación se define por su fuente, en este proyecto la fuente seleccionada es un manantial, entonces corresponde seleccionar una cámara para la captación de un manantial de ladera y concentrado.

El dimensionamiento de todos los componentes de la captación se desarrolla de acuerdo con lo propuesto por Agüero (1997) y la Norma técnica de diseño: Opciones tecnológicas de sistemas de saneamiento para el ámbito rural (2018)

5.3.1. Dimensionamiento entre el afloramiento y la cámara húmeda (L)

Para calcular la distancia “L” entre el afloramiento del manantial y la cámara húmeda es necesario determinar la velocidad de pase y la pérdida de carga sobre el orificio de salida del punto 2.

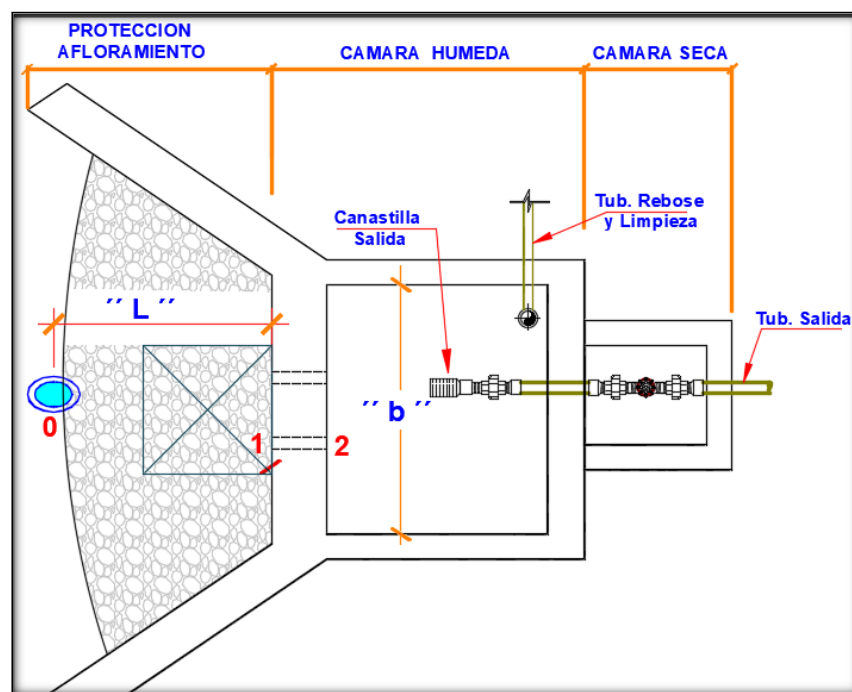


Figura 5.1 Planta Captación

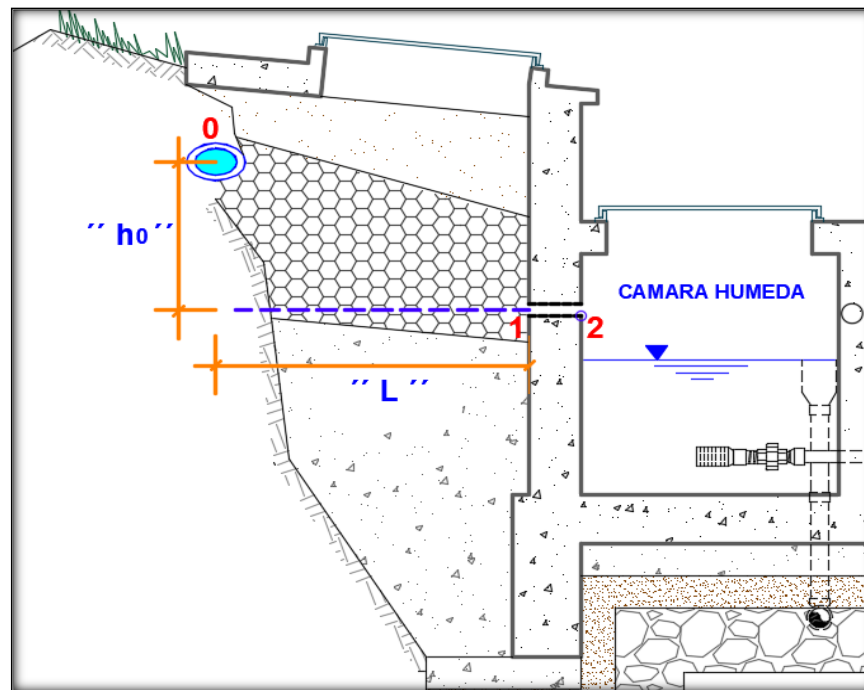


Figura 5.2 Elevación Captación.

Para determinar la altura de afloramiento h_0 y la velocidad en el punto 1 se hace uso del principio Bernoulli el cual describe el comportamiento de un líquido moviéndose a lo largo de una corriente de agua y expresa:

Que en un fluido ideal (sin viscosidad ni rozamiento) la suma de aquellas energías como la potencial, cinética y de presión que posee cierto líquido en un punto, es igual a la suma de éstas energías en cualquier otro punto, es decir la energía que posee el fluido permanece constante a lo largo de su recorrido.

$$E_{p1} + E_{k1} + E_1 = E_{p2} + E_{k2} + E_2$$

$$mgh_1 + \frac{1}{2}mv_1^2 + P_1 \frac{m}{\rho_1} = mgh_2 + \frac{1}{2}mv_2^2 + P_2 \frac{m}{\rho_2}$$

$$\frac{P_1}{\gamma_1} + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma_2} + h_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre los puntos 0 y 1 , resulta:



$$\frac{P_0}{\gamma_0} + h_0 + \frac{1}{2g} v_0^2 = \frac{P_1}{\gamma_1} + h_1 + \frac{v_1^2}{2g}$$

Considerando los valores de P_0 , V_0 , P_1 , y h_1 , igual a cero, se tiene:

$$h_0 = \frac{v_1^2}{2g} \quad \text{5.01}$$

Donde:

h_0 = Altura entre el afloramiento y el orificio de entrada (se recomiendan valores de 0.4 a 0.5 m.).

V_1 = Velocidad teórica en m/s.

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

Mediante la ecuación de continuidad que establece el principio de conservación de la masa del fluido a través de dos secciones transversales de un conducto, donde se establece que la masa que entra es igual a la masa que sale, en resumen, el caudal (Q) del fluido ha de permanecer constante a lo largo de toda la conducción.

Aplicando este principio a los puntos 1 y 2, se tiene:

$$Q_1 = Q_2 \quad (\text{El caudal que entra es igual al que sale})$$

$$C_d \times A_1 \times V_1 = A_2 \times V_2$$

Donde $A_1 = A_2$ entonces se tiene:

$$V_1 = \frac{V_2}{C_d} \quad \text{5.02}$$

Donde:

V_2 = Velocidad de pase (se recomiendan valores menores o iguales a 0.6 m/s);

Según Norma OS.010 (4.2.3 Galerías Filtrantes), la velocidad máxima en los conductos será de 0.60 m/s.

C_d = coeficiente de descarga en el punto 1, se asume 0.8.

Reemplazando el valor de V_1 , en la ecuación 5.01, se tiene:

$$h_0 = 1.56 \frac{v_2^2}{2g} \quad \text{5.03}$$

Para los cálculos, $h_0 = h$, que es definida como la carga necesaria sobre el orificio de entrada que permite producir la velocidad de pase, reemplazando se tiene:

$$h = 1.56 \frac{v_2^2}{2g} \leq 0.40 \text{ m} \quad \text{5.04}$$

$$V_2 = \left(\frac{2gh}{1.56} \right)^{0.5} \leq 0.60 \text{ m/s} \quad \text{5.05}$$

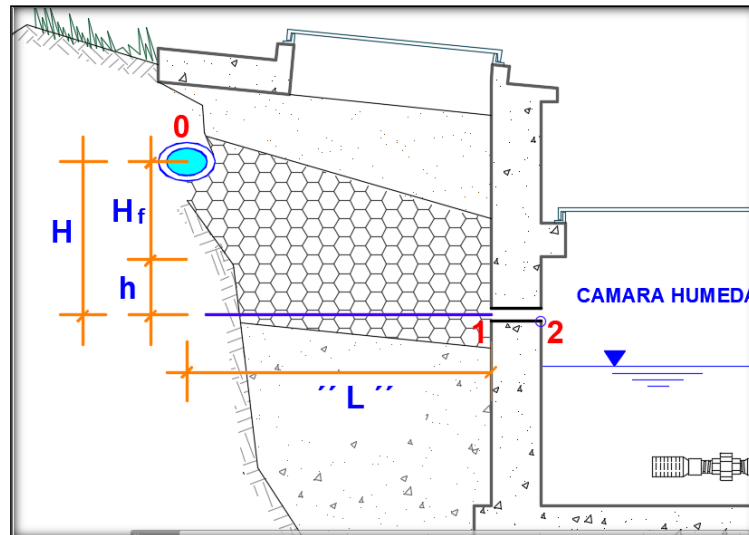


Figura 5.3 Carga disponible y Pérdida de carga.

De la figura 5.3 se tiene:

$$H = H_f + h \quad \text{donde:}$$

$$H_f = H - h \quad \text{5.06}$$



Además:

H_f = Pérdida de carga por tramo.

H = Altura entre el afloramiento y el orificio de entrada,
(se recomiendan valores de 0.4 a 0.5 m, se asume 0.40 m).

h = Carga necesaria sobre el orificio de entrada para producir la velocidad de pase.

- La pérdida de carga por tramo también se define como:

$$\boxed{H_f = h_f * L} \quad \text{—————} \quad \mathbf{5.07}$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga unitaria; se asume 30 %, entonces:

$H_f = 0.30 * L$ despejando (L):

$$\boxed{L = \frac{H_f}{0.30}} \quad \text{—————} \quad \mathbf{5.08}$$

L = Distancia entre el afloramiento y la caja de captación.

5.3.2. Dimensionamiento de la pantalla (b).

El ancho de la pantalla será determinado por el diámetro y el número de orificios por donde fluye el agua desde la zona de afloramiento hacia la cámara húmeda.

- **Cálculo del Diámetro de la tubería de entrada (D).**

Para el cálculo del diámetro de la tubería de entrada (D), se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$\boxed{Q_{m\acute{a}x.} = V * A * C_d} \quad \text{—————} \quad \mathbf{5.09}$$



Despejando el valor del área (A) de la ecuación 5.09:

$$A = \frac{Q_{m\acute{a}x.}}{C_d * V} = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{5.10}$$

De la ecuación 5.10 se obtiene el valor del diámetro (D) resultando la siguiente ecuación:

$$D = \left(\frac{4 * A}{\pi} \right)^{0.5} \quad \text{5.11}$$

Donde:

$Q_{m\acute{a}x.}$ = Caudal máximo de la fuente en m³/s.

V = Velocidad de paso (se asume 0.50 m/s, valor máximo recomendado es de 0.60 m/s.).

A = Área de la tubería en m².

C_d = Coeficiente de descarga (de 0.6 a 0.8, se asume 0.8).

- Cálculo del Número de orificios (NA).

Se recomienda usar diámetros "D" menores o iguales a 2". Si se obtuvieran diámetros mayores será necesario aumentar el número de orificios (NA), siendo:

$$NA = \frac{\text{Área del Diámetro Calculado}}{\text{Área del Diámetro Asumido}} + 1 \quad \text{5.12}$$

De la ecuación se obtiene:

$$NA = \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^2 + 1 \quad \text{5.13}$$

Donde:

NA = Número de Orificios.

D₁ = Diámetro Calculado.

D_2 = Diámetro Asumido.

- La distribución se muestra en la siguiente figura:

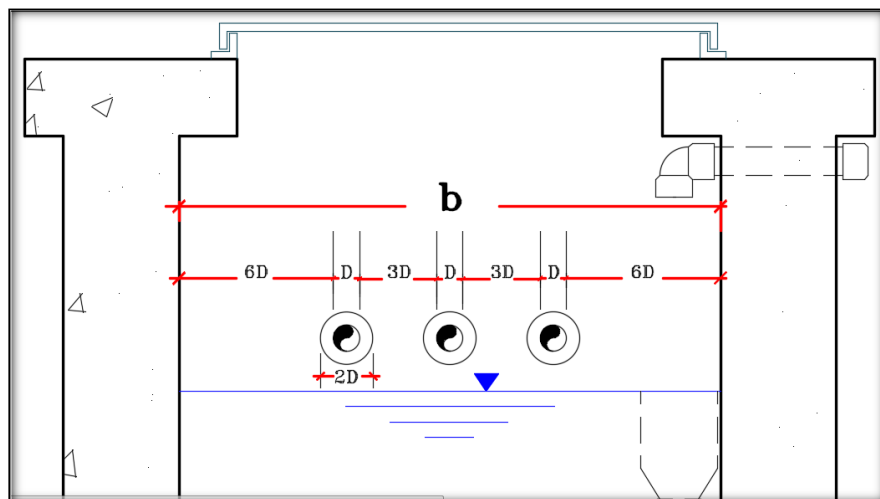


Figura 5.4 Distribución de los orificios - Pantalla frontal

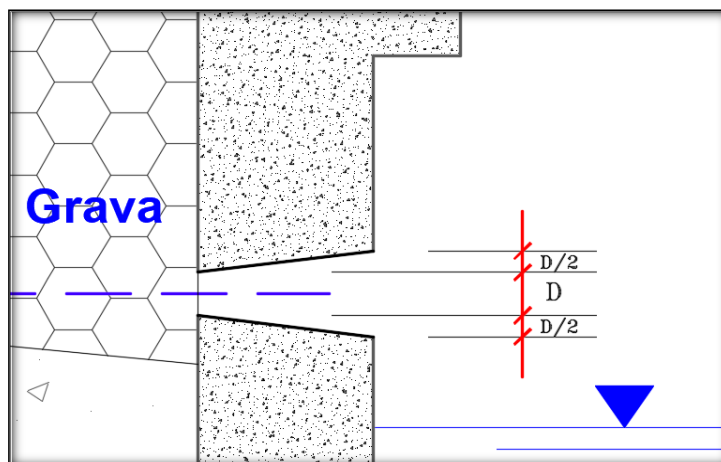


Figura 5.5 Detalle de Orificios de entrada.

- De la figura 5.05 se calcula el ancho de pantalla (b) en la cámara húmeda mediante la siguiente expresión:

$$b = 6D * 2 + D * NA + 3D * (NA - 1) \quad 5.14$$

Donde:

b = Ancho de la pantalla.

$D = D_2$ = Diámetro del orificio asumido.

NA = Número de orificios.

5.3.3. Dimensionamiento de la altura de la cámara húmeda (h_t).

La altura de la cámara húmeda (H_t) se muestra en la siguiente figura:

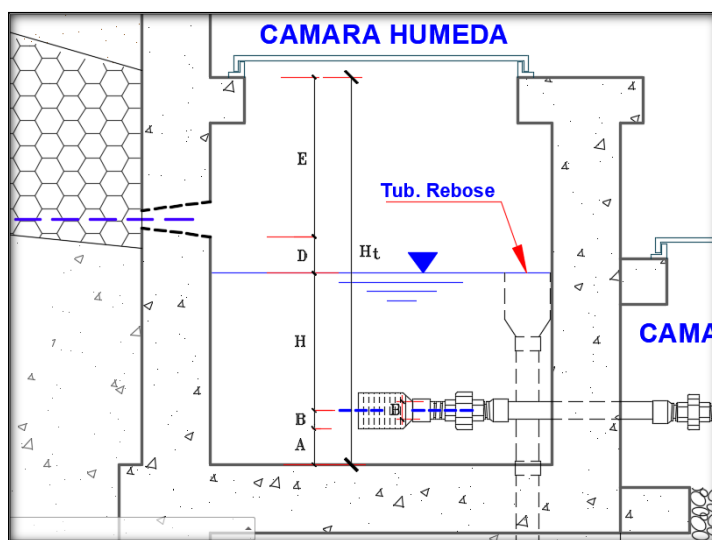


Figura 5.6 Altura de la Cámara Húmeda

De la figura 5.07 se determina la altura de la cámara húmeda (H_t) mediante la siguiente expresión:

$$H_t = A + B + H + D + E$$

5.15

Donde:

A: Se considera una altura mínima de 10 cm. que permite la sedimentación de la arena.



B: Se considera la mitad del diámetro de la canastilla de salida, lo que es lo mismo al diámetro de la tubería de salida (D_s) en la línea de conducción.

H: Altura de agua o carga requerida; se considera una altura mínima de 30 cm.

D: Desnivel mínimo entre el nivel de ingreso del agua de afloramiento y el nivel de agua de la cámara húmeda (mínimo 3 cm.).

E: Borde libre (de 10 a 30 cm.).

- **Cálculo de la altura de agua (H):**

$$H = 1.56 \frac{V^2}{2g} = 1.56 \frac{Q_{md}^2}{2g * A^2} \quad \text{5.16}$$

Donde:

H = Altura de agua o carga requerida (m); se considera una altura mínima de 0.30 m.

V = Velocidad promedio en la salida de la tubería de la línea de conducción (m/s).

Q_{md} = Consumo Máximo diario (m^3/s).

g = Aceleración de la gravedad igual $9.81 m/s^2$.

A = Área de la tubería de salida en la línea de conducción en m^2 .; dato obtenido del Cálculo Hidráulico.

La altura de agua (H) en función del (Q_{md}) y del área de la tubería de salida (A); se presenta mediante la siguiente ecuación:

$$H = 1.56 \frac{Q_{md}^2}{2g * A^2} \geq 0.30 m \quad \text{5.17}$$

El resultado obtenido de (H) en la ecuación 5.17, se reemplaza en la ecuación 5.15 y se obtiene finalmente la altura de la cámara húmeda (H_t).

5.3.4. Dimensionamiento de la canastilla.

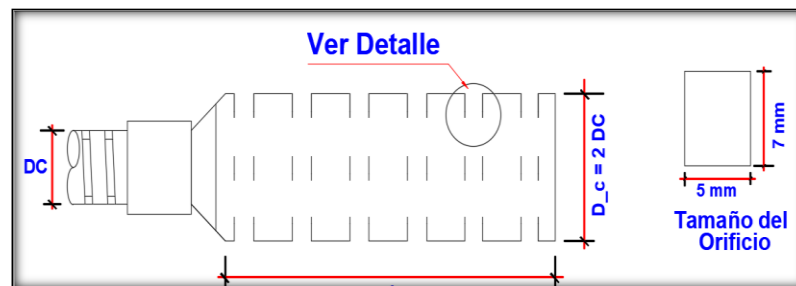


Figura 5.7 Canastilla de salida.

Según los elementos identificados en la Figura 5.7, se determina lo siguiente:

- Para el dimensionamiento se considera que el diámetro de la canastilla (D_c) debe ser igual a 2 veces el diámetro de la tubería de salida en la línea de conducción (D_c), dato que es obtenido del cálculo Hidráulico. Entonces se tiene la siguiente ecuación:

$$D_c = 2 * D_c$$

5.18

- La longitud de la canastilla (L) sea mayor a 3 D_c y menor a 6 D_c .

$$3 * D_c \leq L \leq 6 * D_c$$

5.19

- El área total de las ranuras (A_t), es el doble del área de la tubería de la línea de conducción (A_c). Donde:

$$A_c = \pi * \frac{D_c^2}{4}$$

5.20

$$A_t = 2 * A_c$$

5.21

- El valor del área total de las ranuras (A_t) no debe ser mayor al 50% del área lateral de la granada (A_g). Donde:

$$A_t \leq 0.5 * A_g \quad \text{donde :}$$

$$A_g = (\pi * D_c) * L \quad \text{Reemplazando se tiene:}$$

$$A_t \leq 0.5 * A_g = 0.5 * (\pi * D_c) * L \quad \text{—————} \quad 5.22$$

- Conocidos los valores del área total de ranuras (A_t) y el área de cada ranura (A_r) se determina el número de ranuras, aplicando la siguiente ecuación:

De la figura 5.07 se observa que el área de cada ranura esta dado por:

$$A_r = 5mm * 7mm = 35 * 10^{-6} m^2 \quad \text{—————} \quad 5.23$$

$$N^{\circ} \text{ ranuras} = \frac{\text{Área total ranuras}}{\text{Área de ranura}} = \frac{A_t}{A_r} \quad \text{—————} \quad 5.24$$

5.3.5. Dimensionamiento de tubería de rebose y limpieza. (d).

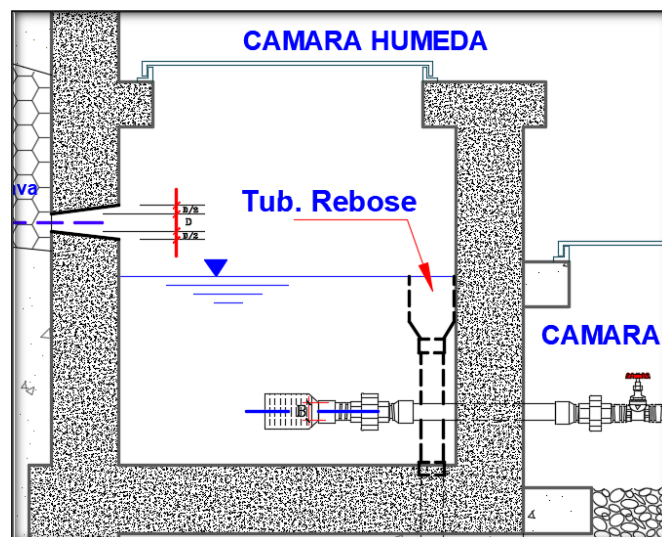


Figura 5.8 Tubería de Rebose.



Por ser una estructura de pequeñas dimensiones se puede usar la misma tubería para limpieza y rebose.

Para determinar el diámetro de la tubería de rebose y de limpia se debe conocer la pendiente (hf) que debe estar entre de 1% a 1.5% y conociendo el caudal máximo de aforo, se determina el diámetro mediante la ecuación de Hazen y Williams (Agüero, 1997).

Para C= 140 se presenta la siguiente ecuación:

$$D = 0.71 * \frac{Q^{0.38}}{hf^{0.21}} \quad \text{5.25}$$

Donde:

D = Diámetro en pulgadas

Q = $Q_{m\acute{a}x.}$ = Gasto máximo de la fuente (L/s).

hf = Perdida de carga unitaria. (Pendiente) entre 1% -1.5%

5.3.6. Cálculo de los componentes de la captación.

La información necesaria para determinar cada uno de los elementos que componen la captación se muestra en el cuadro N° 5.05.

Tabla 5.5. Información básica para determinar elementos de la captación.

Descripción	Cant.	Unid.	Observación
A.- Caudal Máximo. ($Q_{m\acute{a}x.}$)	1.70	L/seg.	Del estudio de campo
B.- Caudal Mínimo. ($Q_{m\grave{i}n.}$)	1.30	L/seg.	Del estudio de campo
C.- Consumo Máximo diario (Q_{md})	0.64	L/seg.	Del cálculo hidráulico
D.-Diámetro tubería de salida (D_c)	1 1/2	Pulg.	Del cálculo hidráulico

**a) 5.3.6.1. Cálculo de distancia entre punto de afloramiento y la cámara húmeda (L).**

- Aplicando la ecuación 5.05 para determinar el valor de la velocidad (V_2):

$$V_2 = \left(\frac{2gh}{1.56} \right)^{0.5} \leq 0.60 \text{ m/s}$$

- De la ecuación 5.04 se sabe que $h \leq 0.40 \text{ m}$; si se asume que $h = 0.40 \text{ m}$ se puede calcular el valor de V_2 :

$$V_2 = \left(\frac{2gh}{1.56} \right)^{0.5} = \left(\frac{2 * 9.81 * 0.40}{1.56} \right)^{0.5} = 2.24 \leq 0.60 \frac{\text{m}}{\text{s}} ; \text{ **NO CUMPLE** }$$

- Se observa que V_2 es mayor a 0.60 m/s que es la velocidad máxima, por lo que se asume un valor de diseño de $V_2 = 0.60 \text{ m/s}$; este valor se reemplaza en la ecuación 5.04 y se obtiene el valor de h :

$$h = 1.56 \frac{v_2^2}{2g} = 1.56 \frac{0.60^2}{2 * 9.81} = 0.02 \leq 0.40 \text{ m}; \quad \text{**SI CUMPLE** }$$

- Aplicando la ecuación 5.06 y asumiendo que la altura de afloramiento ($H = 0.40 \text{ m}$); se determina la pérdida de carga H_f :

$$H_f = H - h = 0.40 - 0.02 = 0.38 \text{ m.}$$

- Reemplazando el valor H_f en la ecuación 5.08 se determina la distancia entre el punto de afloramiento y la cámara húmeda (L):

$$L = \frac{H_f}{0.30} = \frac{0.38}{0.30} = 1.27 \text{ m.}$$

b) Cálculo del ancho de la pantalla (b):

- **Cálculo del Diámetro de la tubería de entrada (D):** Los datos asumidos para este cálculo son los siguientes:



$Q_{m\acute{a}x.} = 1.70 \text{ l/seg.} = 0.0017 \text{ m}^3/\text{seg.};$ (Caudal máximo de la fuente).

$V =$ Se asume $0.50 \text{ m/s.};$ (Velocidad de paso, valor máximo de 0.60 m/s.).

$C_d =$ Se asume $0.80.;$ (Coeficiente de descarga, valores entre 0.6 a 0.8).

Ingresando valores en la ecuación 5.10 para determinar el Área de la tubería (A).

$$A = \frac{Q_{m\acute{a}x.}}{C_d * V} = \frac{0.0017}{0.80 * 0.50} = 0.00425 \text{ m}^2 = \frac{\pi D^2}{4}$$

Despejando el diámetro (D) se obtiene la siguiente ecuación:

$$D = \left(\frac{4 * A}{\pi} \right)^{0.5} = \left(\frac{4 * 0.00425}{\pi} \right)^{0.5} = 0.0736 \text{ m.}$$

$$D = D_1 = 0.0736 \text{ m.} = 2 \frac{8}{9} \text{ pulg.}$$

- **Cálculo del Número de orificios (NA).**

El diámetro calculado $D_1 = 2 \frac{8}{9}"$ es mayor que el diámetro máximo recomendado de $2"$, por lo que se toma un diámetro de diseño $D_2 = 1 \frac{1}{2}"$, ingresando este dato a la ecuación 5.13 se calcula el número de orificios (NA).

$$NA = \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^2 + 1 = \left(\frac{2 \frac{8}{9}}{1 \frac{1}{2}} \right)^2 + 1 = 4.73$$

Se asume para el diseño (NA) = 5 orificios de $1 \frac{1}{2}"$ de diámetro.

- **Ancho de pantalla (b).**

Reemplazando los valores obtenidos de $NA=5$ y $D = D_2 = 1 \frac{1}{2}"$ en la ecuación 5.14 para determinar el ancho de pantalla (b) se tiene:



$$b = 6D * 2 + D * NA + 3D * (NA - 1)$$

$$b = 6 * 1 \frac{1}{2} * 2 + 1 \frac{1}{2} * 5 + 3 * 1 \frac{1}{2} * (5 - 1) = 43.50 \text{ pulg.} = \mathbf{110 \text{ cm}}$$

Para el proyecto se considera una sección interna de la cámara húmeda de 1.10 x 1.10 m entonces se tiene que:

$$a = 1.10 \text{ m} \quad \text{y} \quad b = 1.10 \text{ m.}$$

c) Altura de la cámara Húmeda (Ht).

Para determinar la altura de la cámara húmeda (Ht). es necesario calcular la altura de agua (H) la cual se desarrolla a continuación:

- Cálculo de la altura de agua (H):

Datos del proyecto:

$$Q_{md} = 0.64 \text{ l/s.} = 0.00064 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Consumo Máximo diario).}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2.$$

$$D_c = 1 \frac{1}{2}'' \text{ (Diámetro de tubería de salida en L. conducción).}$$

$$A = \left(\frac{\pi * D_c^2}{4} \right) = \left(\frac{\pi * (1 \frac{1}{2} * 0.0254)^2}{4} \right) = 0.00114 \text{ m}^2.$$

- Reemplazando estos datos en la ecuación 5.17 se tiene lo siguiente:

$$H = 1.56 \frac{Q_{md}^2}{2g * A^2} \geq 0.30 \text{ m}$$

$$H = 1.56 \frac{0.00064^2}{2 * 9.81 * 0.00114^2} = 0.025 \geq 0.30 \text{ m}; \quad \mathbf{NO \text{ CUMPLE}}$$



- Se observa que la altura de agua (H) no cumple con la altura mínima de 0.30 m, por lo que se asume $H = 0.30$ m para el diseño y se reemplaza en la ecuación 5.15.

Donde:

A: Se asume el mínimo 10 cm.

B: $B = D_c = 1 \frac{1}{2}'' = 4$ cm

H: 0.30 m

D: Se asume el mínimo 3 cm

E: Se asume 30 cm (Borde libre, entre 10-30 cm).

$$H_t = A + B + H + D + E = 10 + 4 + 30 + 3 + 30 = 77 \text{ cm}$$

d) Cálculo de la Canastilla.

- **Diámetro de la canastilla (D_c):**

Donde: $D_c = 1 \frac{1}{2}''$ (Diámetro de tubería de salida en L. conducción)

Según la ecuación 5.18: $D_c = 2 * D_c = 2 * 1 \frac{1}{2}'' = 3 \text{ Pulg.}$

- **Longitud de canastilla (L):**

Según la ecuación 5.19: $3 * D_c \leq L \leq 6 * D_c$;

$$3 * 1 \frac{1}{2}'' \leq L \leq 6 * 1 \frac{1}{2}''; \quad 11.43 \text{ cm} \leq L \leq 22.86$$

Para el diseño se asume $L = 20$ cm.



- **Numero de ranuras:**

El área de la tubería de salida en la línea de conducción (A_c) está dado según la ecuación 5.20, donde:

$$A_c = \left(\frac{\pi * D_c^2}{4} \right) = \left(\frac{\pi * (1 \frac{1}{2} * 0.0254)^2}{4} \right) = 0.00114 \text{ m}^2.$$

Según la ecuación 5.21: El área total de las ranuras (A_t) está definida por la ecuación:

$$A_t = 2 * A_c = 2 * 0.00114 = 0.00228 \text{ m}^2$$

Además de debe cumplir:

$$A_t \leq 0.50 * A_g = 0.5 * [(\pi * D_c) * L]$$

$$A_t \leq 0.50 * A_g = 0.5 * [(\pi * D_c) * L]$$

$$A_t \leq 0.5 * \pi * 3 * 0.0254 * 0.20 = 0.024 \text{ m}^2$$

$$A_t = 0.00228 \leq 0.024 \text{ m}^2 ; \quad \textbf{SI CUMPLE} \quad \text{entonces :}$$

Para el diseño se asume $A_t = 0.00228 \text{ m}^2$.

Considerando un área de ranura (A_r) de:

$$A_r = 5 \text{ mm} * 7 \text{ mm} = 35 * 10^{-6} \text{ m}^2$$

Reemplazando este valor en la ecuación 5.24:

$$\text{N}^\circ \text{ ranuras} = \frac{A_t}{A_r} = \frac{0.00228}{35 * 10^{-6}} = 65$$

e) Cálculo de la tubería de rebose y limpieza. (D).

- Se asume para el diseño una pérdida de carga unitaria igual 1.5%, donde:

$h_f = \text{se asume } 1.5\% = 0.015 \text{ m/m (entre } 1\% \text{ - } 1.5\%).$

$$Q = Q_{\text{máx.}} = 1.70 \frac{l}{\text{seg.}} \text{ (Gasto máximo de la fuente).}$$

- Reemplazando estos valores en la ecuación 5.25:

$$D = 0.71 * \frac{Q^{0.38}}{h_f^{0.21}} = 0.71 * \frac{1.70^{0.38}}{0.015^{0.21}}$$

$$D = 2.10 \approx 2.00 \text{ pulg.}$$

Para el proyecto se considera una tubería de 2 pulgadas con un cono de rebose de 2x3 pulgadas.

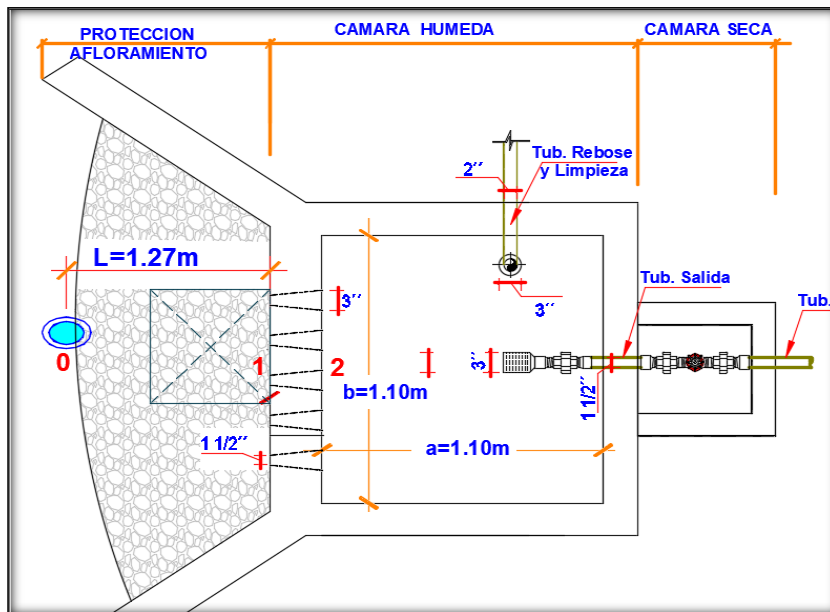


Figura 5.9 Planta de la Captación del proyecto.

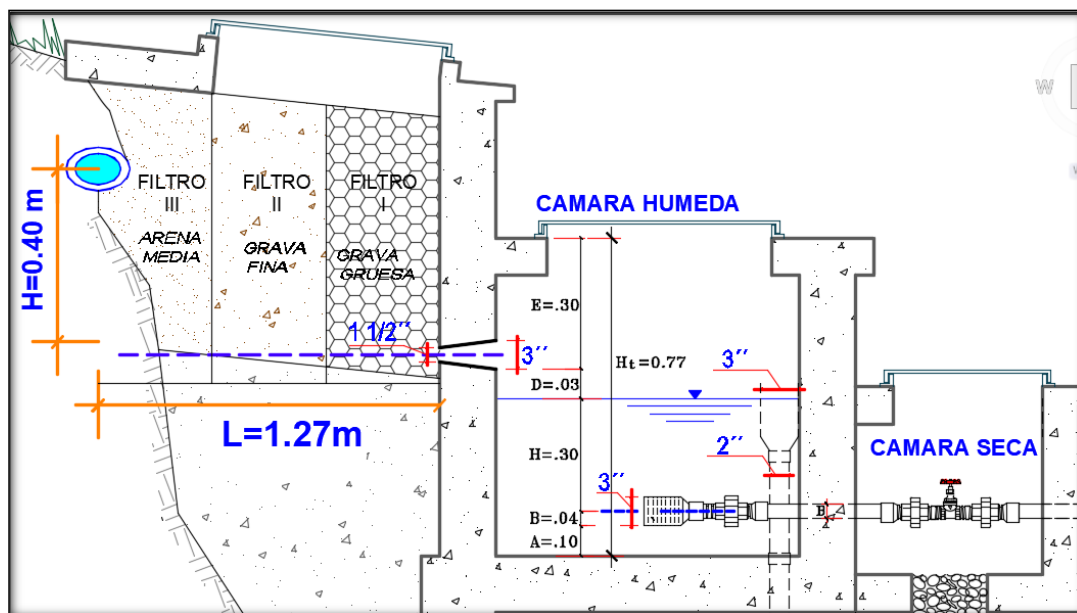


Figura 5.10 Elevación de la Captacion del proyecto.

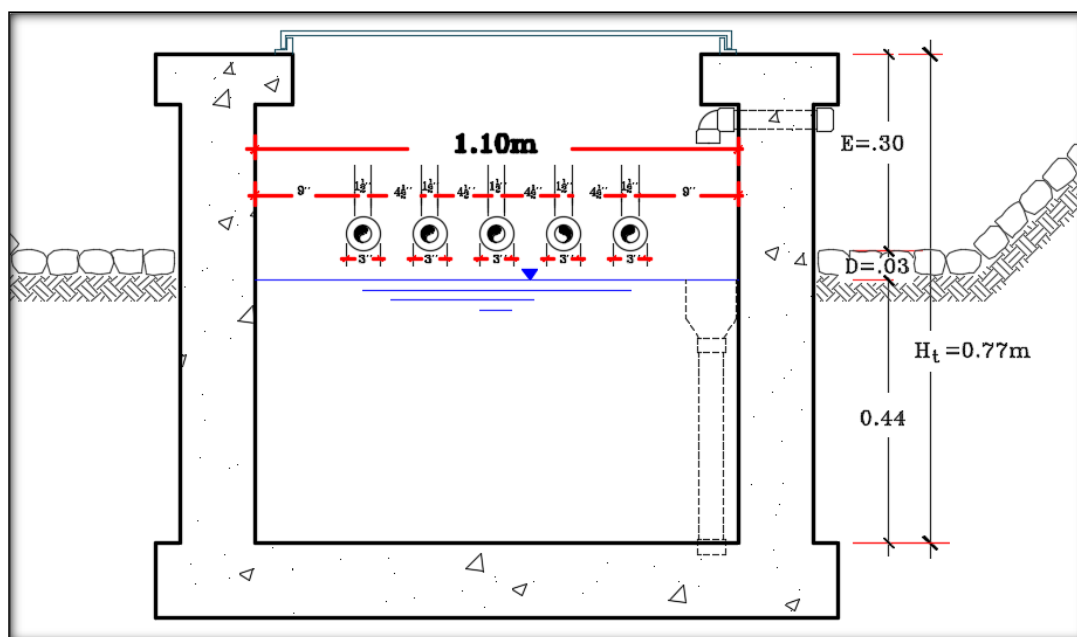


Figura 5.11 Elevación transversal de la Captacion.



5.4. LÍNEA DE CONDUCCIÓN.

5.4.1 Análisis preliminar.

La línea de conducción del proyecto llevara agua desde la captación hasta el reservorio, no existiendo planta de tratamiento en su recorrido por ser el agua de manantial y cumplir con los estándares de calidad físicos y químicos.

Del estudio de campo el caudal de la fuente es 1.30 l/s que es mayor del caudal máximo diario ($Q_{md}=0.61$ l/s), entonces se diseña para suministrar un flujo continuo de agua.

El estudio de suelos muestra que el perfil del Terreno es de tipo normal con presencia de material arcilloso, por lo que se usará tubería de PVC clase 10. La tubería estará enterrada a una profundidad mínima de 0.50 m con un ancho de zanja de 0.40 m, para la cama de apoyo se ha previsto utilizar material propio seleccionado.

5.4.2 Parámetros y criterios de diseño del proyecto.

Para el dimensionamiento de los elementos en la línea de conducción se debe tener en cuenta que se cumplan con las siguientes condiciones:

a) Caudal de diseño.

La línea de conducción tendrá capacidad para conducir como mínimo el caudal máximo diario (Q_{md}). Si el suministro fuera discontinuo, se diseñará para el caudal máximo horario (Q_{mh}).

b) Carga estática y dinámica.

La presión estática máxima de la tubería no debe ser mayor al 75% de la presión de trabajo especificado por el fabricante, debiendo ser compatibles con las presiones de servicio de los accesorios y válvulas a utilizarse (Agüero, 1997).

La carga estática máxima aceptable será de 50 m (0.75×70) y la Carga Dinámica (Presión de salida) mínima será de 10 m (MVCS, 2018).

c) Línea de gradiente hidráulica (L.G.H).

Esta siempre estará por encima del terreno. En los puntos críticos se podrá cambiar el diámetro para mejorar la pendiente.

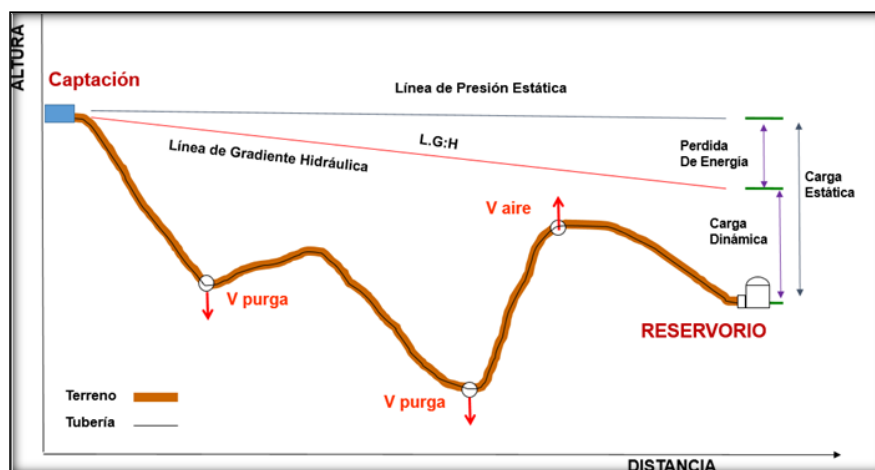


Figura 5.12 Línea gradiente hidráulica de una línea de conducción a presión.

Fuente: Programa Nacional de Saneamiento Rural (MVCS, 2018).

d) Pérdida de Carga.

Debe existir la suficiente energía o carga estática para vencer las fuerzas de fricción y las resistencias producidas por el cambio de movimiento y velocidad.

e) Diámetro y Velocidad.

- El diámetro mínimo de la línea de conducción es de 25 mm (1") para el caso de sistemas rurales (MVCS, 2018).



- Para calcular la velocidad se aplica la ecuación de continuidad donde:

$$Q_1 = Q_2 = V \times A$$

$$\boxed{V = \frac{Q}{A}} \quad \text{—————} \quad 5.26$$

Donde:

Q: Caudal de diseño (m³/s)

A: Área de la tubería (m²)

V: Velocidad (m/s); además de sebe cumplir:

- ❖ La velocidad mínima no debe producir depósitos ni erosiones, en ningún caso será menor de 0,60 m/s (MVCS, 2018).
- ❖ La velocidad máxima admisible será de 3 m/s, pudiendo alcanzar los 5 m/s si se justifica razonadamente (MVCS, 2018).

f) Presión

En la línea de conducción, la presión representa la cantidad de energía gravitacional contenida en el agua.

Para el cálculo de la línea de gradiente hidráulica (L.G.H), se aplicará la ecuación de Bernoulli entre los puntos 1 y 2.

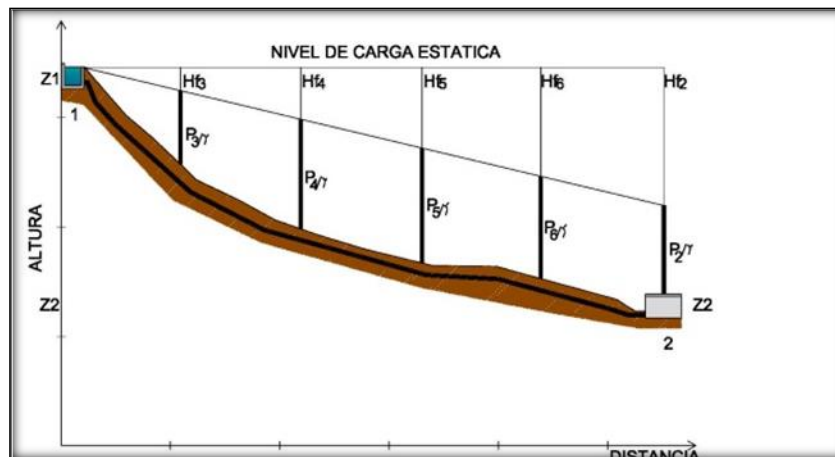


Figura 5.13 Línea de gradiente Hidráulica (L.G.H)
Fuente: Programa Nacional de Saneamiento Rural (MVCS, 2018).

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + H_f$$

Donde:

Z= Cota altimétrica respecto a un nivel de referencia en m

P/γ = Altura de carga de presión, en m, P es la presión y γ el peso específico del fluido.

V= Velocidad del fluido en m/s

H_f = Pérdida de carga de 1 a 2, incluyendo tanto las pérdidas lineales (o longitudinales) como las locales.

- ❖ Si consideramos las velocidades mínimas y máximas que de acuerdo con el reglamento estas están en el rango de 0.6 m/s y 3m/s respectivamente, por lo que se observa lo siguiente:

Para $V=0.6\text{m/s}$ se obtiene una carga de: $\frac{V^2}{2g} = \frac{0.6^2}{2 \cdot 9.81} = 0.018 \text{ m}$

Para $V=3\text{m/s}$ se obtiene una carga de: $\frac{V^2}{2g} = \frac{3^2}{2 \cdot 9.81} = 0.46 \text{ m}$



- ❖ De los resultados obtenidos de 0.018 m y 0.46 m, se asume que las cargas debido a la velocidad son despreciables.
- ❖ En esta estructura la presión (P_1) en el punto de partida es igual a la presión atmosférica, entonces se asume una presión igual a cero. Este mismo criterio se aplica cuando diseñe una cámara rompe presión.
- ❖ En base a estas consideraciones la ecuación queda definida como:

$$\boxed{P_2/\gamma = Z_1 - Z_2 - H_f} \quad \text{—————} \quad 5.27$$

g) Pérdida de carga por tramo:

La pérdida de carga por tramo (H_f) se determina mediante la siguiente formula:

$$\boxed{H_f = h_f \times L} \quad \text{—————} \quad 5.28$$

Donde:

H_f : pérdida de carga continua por tramo, en (m).

h_f : pérdida de carga continua, en (m/m).

L: longitud en metros(m).

h) Pérdida de carga unitaria (h_f):

Se emplean dos fórmulas para calcular la pérdida de carga unitaria, la primera es para calcular el diámetro de la tubería de forma preliminar y la segunda se utiliza después de definir el diámetro a utilizar, el cual es comercial, para calcular está pérdida de carga unitaria real, generalmente se emplea la fórmula de Hazen y Williams, se tiene la siguiente expresión para h_f preliminar:



$$h_f = \frac{\text{Carga disponible}}{\text{Longitud}(L)} \quad \text{5.29}$$

Donde:

h_f : pérdida de carga unitaria, en (m/km).

L: longitud en metros(km).

❖ Para los propósitos de diseño se considera las siguientes ecuaciones:

$$Q = 0.0004264 * C * D^{2.63} * h_f^{0.54} \quad \text{5.30}$$

Donde:

$$D = \left[\frac{Q}{0.0004264 * C * h_f^{0.54}} \right]^{1/2.63} \quad \text{5.31}$$

$$h_f = \frac{1.72 * 10^6 * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}} \quad \text{5.32}$$

Siendo:

Q: Caudal en (l/s).

h_f : pérdida de carga unitaria real, en (m/Km).

H_f : pérdida de carga continua por tramo, en (m).

D: diámetro de la tubería en pulgadas(pulg.)

C: Coeficiente de Hazen Williams.

L: longitud en metros.

**i) Estructuras complementarias en la línea de conducción.**

- Todas las cámaras rompen presión que se encuentren sobre línea de conducción en sistema de agua rural serán conocidas como CRP-tipo 6.
- De existir demasiado desnivel entre la captación y el reservorio (mayor a 50 metros) se debe instalar cámaras rompe presión tipo CRP-6 o tubos rompe carga para evitar que la tubería reviente por la presión del agua.
- En zonas elevadas del terreno se instalarán válvulas de aire (parte alta) para eliminar bolsas de aire.
- En zonas profundas del terreno se instalarán válvulas de purga (parte baja). Para eliminar la acumulación de sólidos.

5.4.3 Calculo hidráulico en la línea de conducción.

La información del proyecto para determinar los cálculos hidráulicos de la línea de conducción se muestra en el cuadro N° 5.06:

Tabla 5.6. Información para el cálculo Hidráulico en línea de conducción.

Descripción	Cant.	Unid.	Observación
A.- Gasto de Diseño (Q_{md}) – Para un servicio continuo	0.64	L/s.	Del cálculo hidráulico
B.- Cota de la Captación.	2112	msnm	De la topografía
C.- Cota del Reservorio.	2016.93	msnm	De la topografía
D.- Longitud del Tramo.	0.828	km.	De la topografía



A. Carga estática Disponible.

Antes de empezar a definir los diámetros de la tubería se debe calcular la carga estática disponible entre la cámara de captación y el reservorio de regulación para proyectar cámaras rompe presión si la carga estática es mayor al 75% de la presión de trabajo de la tubería, a continuación, se calcula la carga estática disponible:

$$\text{Carga estática disponible} = \text{Cota Captación} - \text{Cota Reservorio}$$

$$\text{Carga estática disponible} = 2112 - 2016.93 = 95.07 \text{ m.}$$

Como se observa los 95.07 m de carga disponible supera los 50 m. de presión máxima de trabajo que soportan las tuberías PVC clase 10 seleccionada para este proyecto, por lo que es necesario proyectar la construcción de 01 cámaras rompe presión.

B. Cámaras rompe presión.

- El caso práctico para establecer la ubicación de las cámaras rompe presión es trabajar con la presión estática máxima que es de 50 m, esto ayuda a determina la cota de la cámara rompe presión de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}\text{Cota de CRP-6 N}^\circ 1 &= \text{Cota Captación} - \text{Presión estática máx.} \\ &= 2112 - 50 = 2062 \text{ msnm.}\end{aligned}$$

- La distancia recorrida se obtiene ingresando el valor de la cota calculado en el paso anterior e ingresándola al perfil topográfico de la línea de conducción; el resultado obtenido es de 0.642 km.
- Finalmente, la cámara (CRP-6 N° 1) tiene la siguiente ubicación:

$$\text{CRP-6 N}^\circ 1: 0.642 \text{ km; } 2062 \text{ msnm;}$$

- La disposición de la CRP-6 N° 1 en la línea de conducción se muestra a continuación:

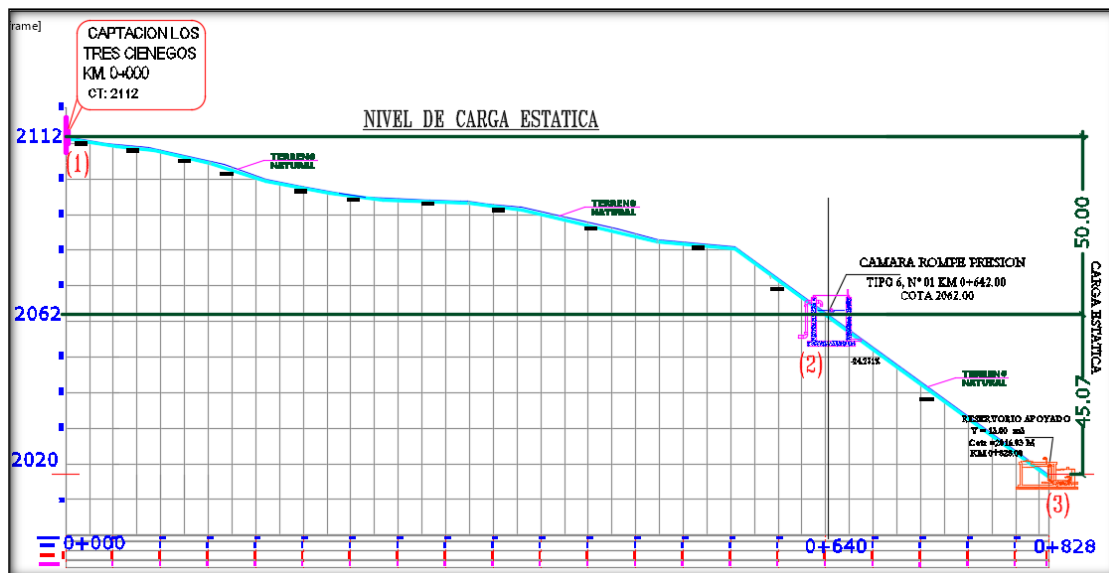


Figura 5.14 CRP-6 N° 1 en la línea de conducción.

C. Cálculo del diámetro de Tubería entre:

- ✓ Tramo (1-2): Captación - Cámara Rompe Presión (CRP-6 N° 1).

- ❖ **Perdida de Carga Unitaria (h_f):** Aplicando la ecuación 5.29 se tiene:

$$h_{f(1-2)} = \frac{\text{Carga disponible}}{\text{Longitud}(L)} = \frac{\text{Cota Captación} - \text{Cota (CRP - 6N°1)}}{\text{Longitud}(L)}$$

$$h_{f(1-2)} = \frac{2112 - 2062}{0.642} = \frac{50}{0.642} = 77.88 \text{ m/km}$$

- ❖ **Diámetro de la tubería (D_{1-2}):** Ingresando los datos en la expresión 5.31:

$$\text{Donde: } Q = Q_{md} = 0.64 \text{ l/s; } h_{f(1-2)} = 77.88 \text{ m/km y } C = 140$$



$$D_{(1-2)} = \left[\frac{Q}{0.0004264 * C * h_f^{0.54}} \right]^{1/2.63} = \left[\frac{0.64}{0.0004264 * 140 * 77.88^{0.54}} \right]^{1/2.63}$$

$$D_{(1-2)} = 1.01 \text{ pulg.}$$

Se asume un diámetro comercial: $D_{(1-2)} = 1 \frac{1}{2} "$

❖ **Cálculo de la Velocidad (V_{1-2}):** Aplicando la ecuación 5.26 se tiene:

$$V_{1-2} = \frac{Q}{A} = \frac{0.64 * 0.001}{0.25 * \pi * (0.0254 * 1 \frac{1}{2})^2} = 0.60 \text{ m/s} \quad \text{SI CUMPLE}$$

❖ **Perdida de Carga Unitaria real (h_f):** Aplicando la ecuación 5.32 se tiene:

$$h_{f(1-2)} = \frac{1.72 * 10^6 * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}} = \frac{1.72 * 10^6 * 0.64^{1.85}}{140^{1.85} * (1 \frac{1}{2})^{4.87}} = 11.20 \text{ m/km}$$

❖ **Perdida de Carga en el tramo (H_f):** De la ecuación 5.28 se tiene que:

$$H_{f(1-2)} = h_{f(1-2)} \times L_{(1-2)} = 11.20 * 0.642 = 7.19 \text{ m}$$

❖ **Presión (P_2):** Según la figura 5.12 se tiene que:

Cota piezométrica CRP-6 N° 1 = Cota Captación - $H_{f(1-2)}$

Cota piezométrica CRP-6 N° 1 = 2112 - 7.19 = 2104.81 msnm.

Presión Salida: P_2 = Cota piezométrica CRP-6 N° 1 - Cota CRP-6 N° 1

$$P_2 = 2104.81 - 2062 = 42.81 \text{ m.}$$



✓ **Tramo (2-3): Cámara Rompe Presión (CRP-6 N° 1) - Reservorio**

❖ **Perdida de Carga Unitaria (h_f):** Aplicando la ecuación 5.29 se tiene:

$$h_{f(2-3)} = \frac{\text{Carga disponible}}{\text{Longitud}(L)} = \frac{\text{Cota Captación} - \text{Cota (CRP - 6N°1)}}{\text{Longitud}(L)}$$

$$h_{f(2-3)} = \frac{2062 - 2016.93}{0.186} = \frac{45.07}{0.186} = 242.83 \text{ m/km.}$$

❖ **Diámetro de la tubería (D_{2-3}):** Ingresando los datos en la expresión 5.31:

Donde: $Q = Q_{md} = 0.64 \text{ l/s}$; $h_{f(2-3)} = 242.83 \text{ m/k}$ y $C = 140$

$$D_{(2-3)} = \left[\frac{Q}{0.0004264 * C * h_f^{0.54}} \right]^{1/2.63} = \left[\frac{0.64}{0.0004264 * 140 * 77.88^{0.54}} \right]^{1/2.63}$$

$$D_{(2-3)} = \mathbf{0.80 \text{ pulg.}}$$

Se asume un diámetro comercial: $D_{(2-3)} = \mathbf{1''}$

❖ **Cálculo de la Velocidad (V_{2-3}):** Aplicando la ecuación 5.26 se tiene:

$$V_{2-3} = \frac{Q}{A} = \frac{0.64 * 0.001}{0.25 * \pi * (0.0254 * 1)^2} = 1.26 \text{ m/s} \quad \mathbf{SI \text{ CUMPLE}}$$

❖ **Perdida de Carga Unitaria real (h_f):** Aplicando la ecuación 5.32 se tiene:

$$h_{f(2-3)} = \frac{1.72 * 10^6 * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}} = \frac{1.72 * 10^6 * 0.64^{1.85}}{140^{1.85} * (1)^{4.87}} = 80.65 \text{ m/km}$$

❖ **Perdida de Carga en el tramo (H_f):** De la ecuación 5.28.

$$H_{f(2-3)} = h_{f(2-3)} \times L_{(2-3)} = 80.65 \times 0.186 = 14.97 \text{ m}$$

❖ **Presión (P_3):** Según la figura 5.12.

$$\text{Cota piezom. reservorio} = \text{Cota CRP-6 N}^\circ 1 - H_{f(2-3)} = 2062 - 14.97 = 2047.03 \text{ msnm.}$$

$$\text{Presión Salida: } P_3 = \text{Cota piezométrica CRP-6 N}^\circ 1 - \text{Cota Reservorio.}$$

$$P_3 = 2047.03 - 2016.93 = 30.10 \text{ m.}$$

Los valores calculados de velocidad, presión y la L.G.H. que se muestra en la Figura 5.14 cumplen con las recomendaciones y normas de diseño formuladas por el Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento en el ámbito rural.

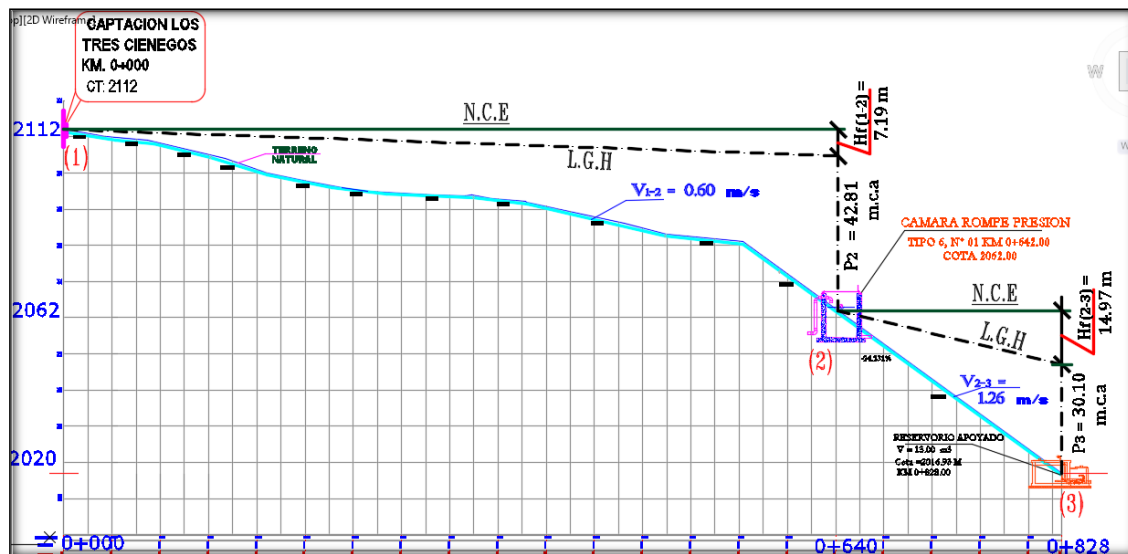


Figura 5.15 Perfil Longitudinal de la línea de Conduccion.

5.4.4 Estructuras complementarias en línea de conducción.

5.4.4.1 Cámara rompe presión (CRP-6):

✓ **Dimensionamiento:**

El dimensionamiento de la cámara rompe presión se determinan con lo propuesto por Agüero (1997) y la Guía de opciones tecnológicas de sistemas de saneamiento para el ámbito rural (2018).

Para su determinación es necesario apoyarse de la siguiente figura:

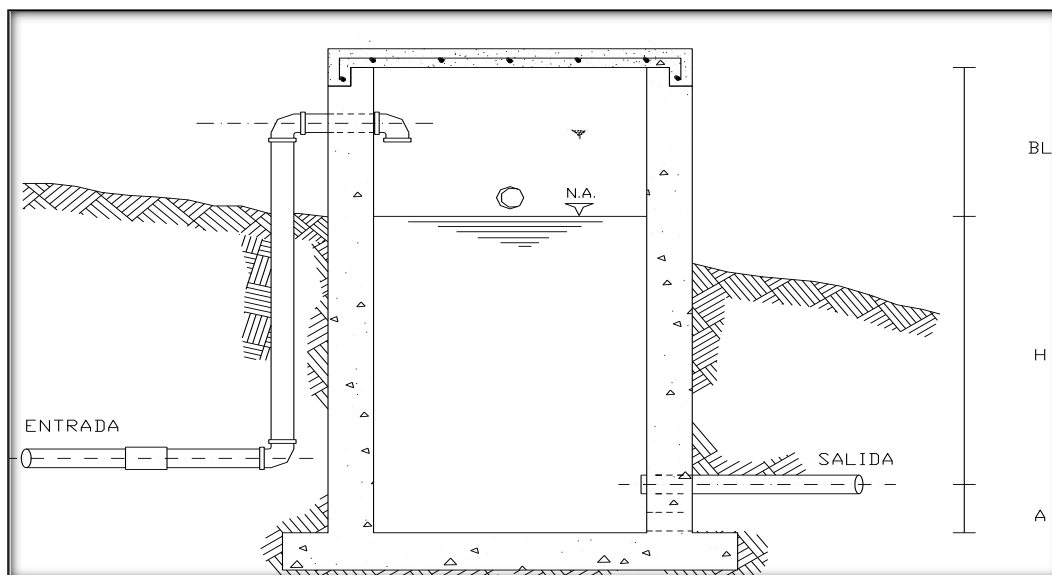


Figura 5.16 Camara Rompe Presion (CRP-6).
Fuente: Programa Nacional de Saneamiento Rural (MVCS, 2018).

Del gráfico:

A: Altura mínima = Se asume 10.00 cm. = 0.10 m

H: Altura de carga requerida para que el caudal o gasto de salida pueda fluir.
(se recomiendan valores ≥ 0.40 m).

BL: Borde libre = Se asume 40.00 cm = 0.40 m

Ht: Altura total de la Cámara Rompe Presión; por lo tanto:



$$H_t = A + H + BL \quad \text{5.33}$$

Este valor se determina mediante la ecuación experimental de Bernoulli, donde:

$$H = 1.56 \frac{V^2}{2g} \quad \text{5.34}$$

Además, se debe cumplir:

$$V = \frac{Q}{A} = 1.9735 \frac{Q}{D^2} \quad \text{5.35}$$

Donde:

V= Velocidad en la tubería de salida(m/s);

Q = Qmd = Caudal o gasto en la tubería de salida(l/s).

D= Diámetro en la tubería de salida (Pulg.).

❖ De los cálculos obtenidos anteriormente se determina lo siguiente:

$V = V_{2-3} = 1.26 \text{ m/s}$; Obtenido directamente del cálculo hidráulico anterior; también se puede utilizar la fórmula 5.35; donde:

$$Q = Q_{2-3} = Qmd = 0.64 \frac{l}{s} \text{ y } D = D_{2-3} = 1 \text{ pulg.}$$

$$V = V_{2-3} = 1.9735 \frac{Q}{D^2} = 1.9735 \frac{0.64}{1^2} = 1.26 \text{ m/s}$$

❖ Ingresando el valor de la velocidad en la ecuación 5.34 se tiene:

$$H = 1.56 \frac{V^2}{2g} = 1.56 \frac{1.26^2}{(2 * 9.81)} = 0.13 \text{ m}$$



Por procesos constructivos se asume $H = 0.4$ m; Reemplazando en 5.33 se obtiene:

$$H_t = A + H + BL = 0.10 + 0.40 + 0.40 = 0.90 \text{ m}$$

Se considera una sección interna de cámara rompe presión de $0.70 \times 0.70 \times 0.90$ m para que exista facilidad del proceso constructivo y para la instalación de accesorios.

✓ **Cálculo de la Canastilla (D_c):**

- El diámetro de la canastilla es 2 veces el diámetro de la tubería de salida:

$$D_c = 2 * D_{2-3} = 2 * 1'' = 2 \text{ Pulg.}$$

- La longitud de la canastilla (L) debe ser mayor $3D_{2-3}$ y menor que $6D_{2-3}$

$$3 * D_{2-3} \leq L \leq 6 * D_{2-3} ; \quad 7.62 \text{ cm} \leq L \leq 15.24$$

Para el diseño se asume **$L = 12$ cm.**

✓ **Numero de ranuras:**

Área total de ranuras $A_t = 2 A_s$, considerando A_s como el área transversal de la tubería de salida.

$$A_s = \left(\frac{\pi * D_s^2}{4} \right) = \left(\frac{\pi * (1 * 0.0254)^2}{4} \right) = 0.000507 \text{ m}^2.$$

$$A_t = 2 * A_s = 2 * 0.000507 = 0.00101 \text{ m}^2$$

Además de debe cumplir que:

$$A_t \leq 0.50 * A_g = 0.5 * [(\pi * D_c) * L]$$

$$A_t \leq 0.5 * \pi * 2 * 0.0254 * 0.12 = 0.0096 \text{ m}^2$$



$$At = 0.00101 \leq 0.0096 \text{ m}^2 \quad \textbf{SI CUMPLE} ; \quad \textit{entonces} :$$

Para el diseño se asume $At = 0.00101 \text{ m}^2$

❖ Considerando un área de ranura (Ar) de:

$$Ar = 7\text{mm} \times 5\text{mm} = 35 \text{ mm}^2 = 35 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ ranuras} = \frac{At}{Ar} = \frac{0.00101}{35 * 10^{-6}} = 29$$

✓ **Cálculo de la tubería de rebose y limpieza. (D).**

Se asume para el diseño una pérdida de carga unitaria igual 1.0 % donde:

$$hf = \text{se asume } 1.0\% = 0.010 \text{ m/m (entre } 1\% \text{ -} 1.5\%).$$

$$Q = Q_{md} = 0.64 \text{ l/s (Gasto máximo diario).}$$

Reemplazando estos valores en la ecuación 5.25:

$$D = 0.71 * \frac{Q^{0.38}}{hf^{0.21}} = 0.71 * \frac{0.64^{0.38}}{0.010^{0.21}}$$

$$D = 1.58 \approx 2.00 \text{ pulg.}$$

Se considera una tubería de 2 pulgadas con un cono de reboce de 2x3 pulgadas.

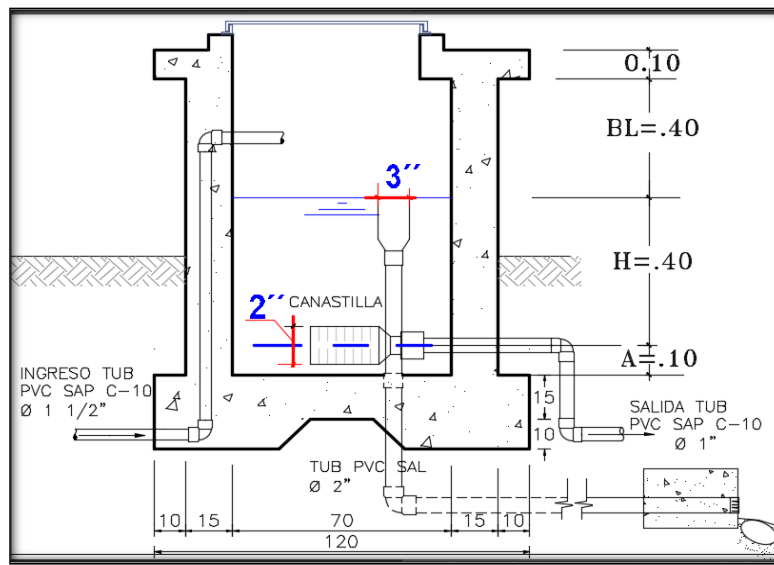


Figura 5.17 Dimensiones de la CRP N° - 6 en línea de Conducción

5.5. RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO.

El reservorio proyectado será tipo apoyado y funcionará de cabecera. Estará ubicado lo más próximo a la población y en una cota topográfica que garantiza una presión mínima en las viviendas más elevadas.

5.5.1. Parámetros y criterios de diseño del proyecto.

- El volumen de almacenamiento debe ser del 25% de la demanda diaria promedio anual (Q_p), siempre que el suministro de agua de la fuente sea continuo. Si el suministro es discontinuo, la capacidad debe ser como mínimo del 30% de Q_p (Agüero, 1997).
- Para poblaciones menores a 10,000 habitantes, no es recomendable y resulta antieconómico el proyectar sistema contra incendio, según R.N.E. OS.100.
- El reservorio debe de disponer de una tubería de entrada, una tubería de salida una tubería de rebose, así como una tubería de limpia. Todas ellas deben ser independientes y estar provistas de los dispositivos de interrupción necesarios.



- La tubería de entrada debe disponer de un mecanismo de regulación del llenado, generalmente una válvula de flotador.
- La tubería de salida debe disponer de una canastilla y el punto de toma se debe situar 10 cm por encima de la solera para evitar la entrada de sedimentos.
- El diámetro de la tubería de limpia debe permitir el vaciado en 2 horas (MVCS, 2018).

5.5.2. Cálculo del volumen de almacenamiento del reservorio (vt).

El proyecto presenta los siguientes datos:

$$P_f = 527 \text{ habitantes}; \quad Q_p = 0.49 \text{ l/s}$$

- ❖ Por ser suministro de agua continuo se considera un volumen de regulación del 25% Q_p , entonces se tiene:

$$V_1 = 0.25 * Q_p = 0.25 * 0.49 \text{ lps} = 0.25 * 0.49 * 86.4 = 10.58 \text{ m}^3/\text{día}.$$

- ❖ Se considera también un volumen de regulación para las instituciones públicas y privadas según el siguiente cuadro:

INSTITUCIÓN	Nº ALUMNOS y/o PERSONAS	DOTACIÓN (Lt/Hab.*día)	VOLUM. (m ³ /día)
02 I.E. Primaria	50	50.00	2.50
01 módulo de procesamiento.	20	80.00	1.60
02 capilla	40	50.00	2.00
TOTAL			6.10 m³

$$V_2 = 0.25 * Q_{intit.} = 0.25 * 6.10 = 1.53 \text{ m}^3/\text{día}.$$

- ❖ El volumen del reservorio total (V_t) está dado por:



$$V_t = V_1 + V_2 = 10.58 + 1.53 = 12.33 \text{ m}^3.$$

- ❖ Para el proyecto se considera un volumen de $V_t = 13.00 \text{ m}^3$

5.5.3. Dimensionamiento del reservorio.

- Se ha proyectado dimensionar un reservorio de sección cuadrada debido principalmente a que el volumen del agua en el reservorio no es grande, por lo que se espera que los esfuerzos actuantes a flexión y cortante en las paredes, tapa y fondo sean asumidos por elementos de espesores económicos, estos deben garantizar suficiente rigidez a esfuerzos de flexión y fuerza cortante.
- Cuando los espesores de los elementos superen los máximos recomendados se deben utilizar tanques circulares cuyos elementos son curvos tipo cáscara o estructuras laminares, los cuales basan su comportamiento estructural en esfuerzos axiales de tracción o compresión, esto permite obtener secciones económicas de menor espesor.

Tabla 5.7. Datos y geometría para diseño del reservorio de 13m³.

GEOMETRÍA DEL RESERVORIO	
Capacidad Requerida	13.00 m ³
Longitud (L)	3.25 m
Ancho (B)	3.25 m
Altura del Líquido (HL)	1.25 m
Borde Libre (BL)	0.50 m
Altura Total del Reservorio (HW)	1.75 m
Volumen de líquido Total	13.20 m ³
Espesor de Muro (Tw)	0.20 m
Espesor de Losa Techo (Hr)	0.15 m
Alero de la losa de techo (e)	0.10 m
Sobrecarga en la tapa	100 kg/m ²
Espesor de la losa de fondo (Hs)	0.20 m
Alero de la Cimentación (VF)	0.20 m
Tipo de Conexión Pared-Base	Base Flexible (Anclados)

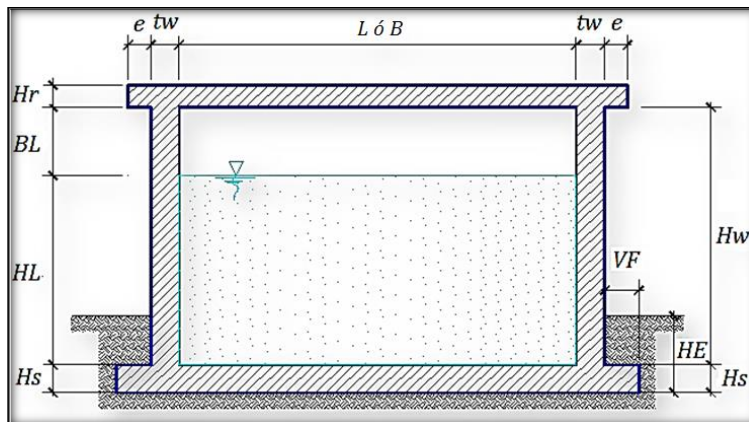


Figura 5.18 Reservorio Rectangular.

Fuente: Programa Nacional de Saneamiento Rural (MVCS, 2018).

5.5.3.1 Longitud de muro (l) y altura de agua (hl).

Debido que para el análisis dinámico del reservorio se utilizará el modelo mecánico equivalente de HOUSNER, entonces se debe cumplir su principal condición:

$$\frac{L}{HL} \geq \frac{4}{3}$$

$$\frac{L}{HL} = \frac{3.25}{1.25} = 2.60 \geq 1.333 \quad \text{SI CUMPLE}$$

5.5.3.2 Espesor de muros o paredes (tw).

Por ser la altura del muro ($H_w = 1.75$) < 3 m y de acuerdo las ecuaciones 14.5.3 y 14.6.2 del ACI 350 – 06, el espesor mínimo de muros debe ser:

- $Tw > L / 25$; $L / 25 = 325/25 = 13$ cm
- $Tw_{\text{minimo}} \geq 20$ cm
- Para $H_w \geq 3$ m; se debe tener un $Tw_{\text{mínimo}} = 30$ cm.



$\therefore Tw = 20$ cm; con este espesor escogido se cumple con el recubrimiento mínimo de 5 cm para el acero descrito en 7.7.1 del ACI 350-06; para superficies de concreto en contacto con el agua.

5.5.3.3 *Espesor de losa de techo (hr).*

La cobertura considerada para el reservorio será una losa maciza armada en dos direcciones. Según 9.6.3.2 de la norma E.060 CONCRETO ARMADO se debe cumplir lo siguiente para considerarla bidireccional:

Luz mayor / Luz menor = $3.25 / 3.25 = 1 < 2$; **SI CUMPLE** entonces:

- $Hr_{\text{mínimo}} \geq 12.5$ cm
- $Hr \geq Ln/33$; $Ln / 33 = 325/33 = 9.85$ cm.

$\therefore Hr = 15$ cm.

Con este espesor escogido se cumple con el recubrimiento mínimo de 5 cm para el acero descrito en 7.7.1 del ACI 350-06 para superficies de concreto en contacto con el agua.

5.5.4. Características de los materiales y consideraciones.

Las características de los materiales de la estructura son los siguientes:

- La resistencia a la compresión del concreto ($f'c$):

La Norma E.060 de Concreto Armado en la tabla 4.2, recomienda una máxima relación agua cemento de 0.50 y una resistencia a la compresión mínima ($f'c$) de 280 kg/cm² para un concreto que se pretende tenga baja permeabilidad en exposición al agua. Para el reservorio la resistencia a la compresión del concreto:

$$f'c = 280 \text{ Kg /cm}^2.$$



- El módulo de elasticidad del concreto (E_c):

De conformidad con la formula (8-3) de la Norma E.060 de Concreto Armado, el módulo de elasticidad esta dado por:

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} = 15000\sqrt{280} = 250,998 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo: $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Peso específico del concreto: $\gamma_c = 2400 \text{ kgf /m}^3$
- Peso específico del líquido: $\gamma_{\text{agua}} = 1000 \text{ Kgf /m}^3$
- Aceleración de la Gravedad: $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

5.5.5. Consideraciones de carga para el análisis del reservorio.

El reservorio debe estar diseñado y detallado para soportar cada uno de los posibles esfuerzos que se pueden presentar durante su vida útil, los esfuerzos a considerar dependen del estado en que se proyecte el reservorio, el cual puede ser enterrado, semienterrado, superficial o apoyado.

Para el sistema de agua se proyectó un reservorio superficial o apoyado y se consideró el estado más crítico que es cuando está completamente lleno. Esta consideración permite verificar que se cumpla con el requisito más importante para el diseño de un reservorio que es evitar las fugas, por lo que se empleará un diseño que elimine las grietas y para su proceso constructivo se debe emplear material con la calidad adecuada.

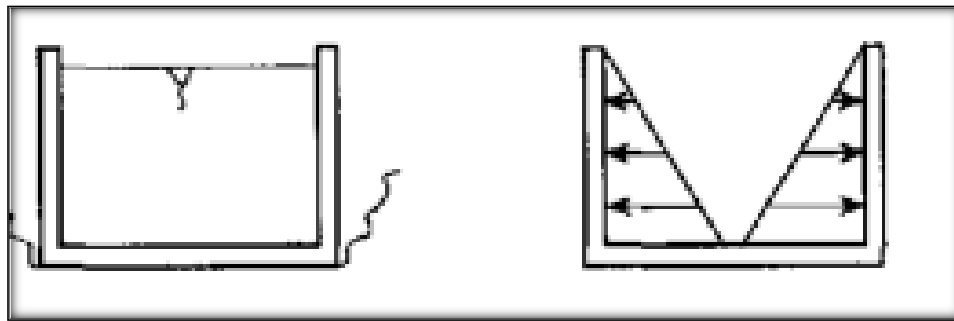


Figura 5.19 Estado y Condicion de carga del sistema.

Fuente: Cisternas circulares de hormigón sin pretensado (PCA,1993).

El análisis estructural será mediante las normas ACI 350.3-06 y ACI 350.3-01, donde los principales esfuerzos a tomar en cuenta en adición de las cargas estáticas son las presiones hidrostáticas y las presiones dinámicas laterales que representan las cargas sísmicas, dentro de las cuales tenemos las fuerzas hidrodinámicas ejercidas por el líquido sobre las paredes del tanque. Esta fuerza hidrodinámica será evaluada con la ayuda del modelo de Masas y Resortes de George W. Housner.

El Sistema Mecánico Equivalente de HOUSNER considera que cuando un reservorio con agua vibra, en las paredes de este se presentan presiones hidrodinámicas, las cuales la divide en convectivas e impulsivas. Para representar este sistema se considera un modelo donde el agua almacenada en el reservorio está conformada por una masa móvil unida a la estructura mediante un resorte lineal producida por la oscilación del agua (masa convectiva) y una sola masa fija (masa impulsiva) moviéndose en conjunto con la estructura.

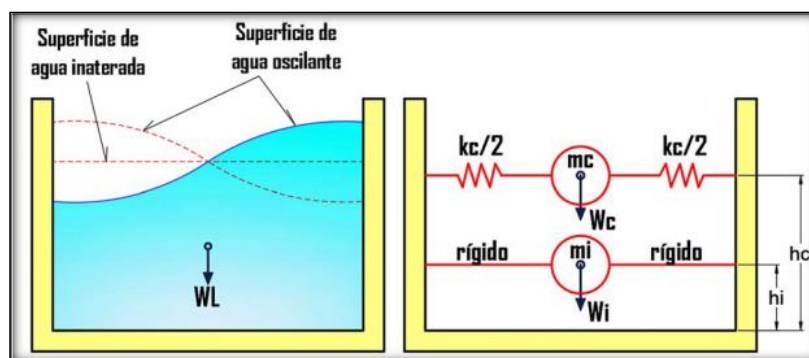


Figura 5.20 Sistema dinámico equivalente para tanques de agua.

Fuente: Diseño Estructural de Tanques Rectangulares y sus Aplicaciones(Orihuela & Sanches,2016)

5.5.6 Cálculo de presión hidrostática del agua.

Según 1.2 del ACI 350.3-06 la Presión hidrostática unitaria a una altura “ Y ” de líquido, tomando como referencia la superficie superior de la base de la cisterna, esta representada por la siguiente ecuación:

$$q_{hy} = \gamma_{\text{agua}} * (HL - y)$$

Para Y = 0: $q_h(\text{Fondo}) = 1000 * (1.25 - 0) = 1,250 \text{ Kg/m}^2$

Para Y = 1.25: $q_h(\text{Superior}) = 1000 * (1.25 - 1.25) = 0,00 \text{ Kg/m}^2$

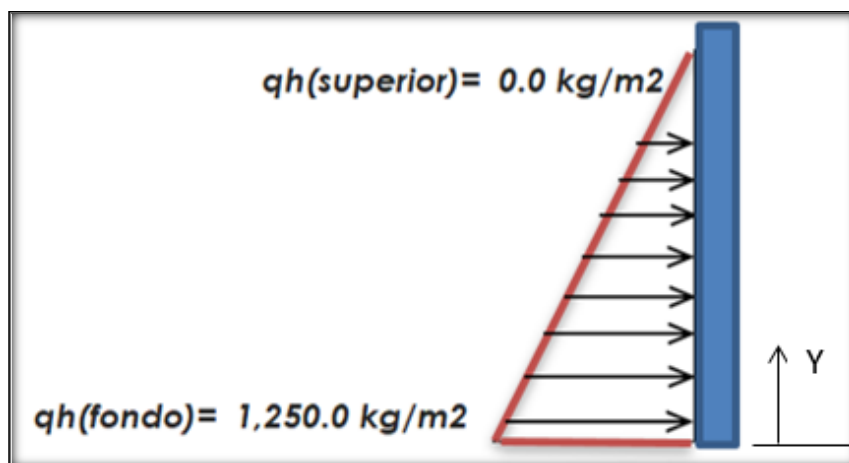


Figura 5.25.1 Presiones hidrostáticas del agua sobre la pared del reservorio

5.5.7. Cálculo de las presiones dinámicas.

Estas presiones son cargas sísmicas y se determinan de acuerdo con la norma de Diseño Sismo-Resistentes E-030 y a la Norma de Diseño Sísmico de Estructuras Contenedoras de Líquidos ACI 350.3-06.

Para calcular las presiones o cargas dinámicas sobre las paredes del reservorio se debe calcular antes los pesos de sus elementos, los pesos equivalentes del líquido que se activa durante el sismo, alturas de los centros de gravedad de los elementos, propiedades dinámicas, parámetros sísmicos de la estructura, los cuales permitirán más adelante calcular las fuerzas laterales dinámicas y finalmente ingresar estos datos para la modelación y análisis del reservorio.



Teniendo en cuenta lo expuesto anteriormente el procedimiento a seguir es el siguiente:

5.5.7.1 Pesos de los elementos del reservorio.

- **Peso del líquido:**

$$W_L = \gamma_{\text{agua}} * V_{\text{Líquido}} = 1,000 * 3.25 * 3.25 * 1.25 = \mathbf{13,203 \text{ kgf}}$$

- **Peso de las paredes del reservorio:**

$$W_W = \gamma_c * (L_{\text{muro}} * T_w * H_w) = 2,400 * (3.25 * 4 + .20 * 4) * 0.20 * 1.75 =$$

$$W_W = \mathbf{11,592 \text{ Kgf.}}$$

- **Peso de losa de techo:**

$$W_r = \gamma_c * (L * T_w * 2 * E * 2) * (B * T_w * 2 * E * 2) * H_r =$$

$$W_r = 2,400 * (3.25 + 0.20 * 2 + 0.10 * 2) * (3.25 + 0.20 * 2 + 0.10 * 2) * 0.15 = \mathbf{5,336 \text{ Kgf}}$$

- **Peso de losa de Fondo:**

$$W_f = \gamma_c * (L * T_w * 2 * V_F * 2) * (B * T_w * T_w * 2 * V_F * 2) * H_s =$$

$$W_f = 2,400 * (3.25 + 0.20 * 2 + 0.20 * 2) * (3.25 + 0.20 * 2 + 0.20 * 2) * 0.20 =$$

$$W_f = \mathbf{7,873.20 \text{ Kgf.}}$$

- **Peso Equivalente de la Componente Impulsiva (Wi):** Ecuac. 9.1 (ACI 350.3-06)



$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh \left[0.866 \left(L/H_L \right) \right]}{0.866 \left(L/H_L \right)} = \frac{\tanh \left[0.866 \left(3.25/1.25 \right) \right]}{0.866 \left(3.25/1.25 \right)}$$

$$W_i = \frac{\tanh \left[0.866 \left(3.25/1.25 \right) \right]}{0.866 \left(3.25/1.25 \right)} * 13,203 = \mathbf{5,735 \text{ kgf}}$$

- **Peso equivalente de la componente convectiva (Wi):** Ecuac. 9.2 (ACI 350.3-06)

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.264 \left(L/H_L \right) \tanh \left[3.16 \left(H_L/L \right) \right] = 0.264 \left(3.25/1.25 \right) \tanh \left[3.16 \left(1.25/3.25 \right) \right]$$

$$W_c = 0.264 \left(3.25/1.25 \right) \tanh \left[3.16 \left(1.25/3.25 \right) \right] * 13,203 = \mathbf{7,597 \text{ kgf}}$$

- **Peso efectivo del depósito (We):** Según el ACI 350.3-06).

$$W_e = \varepsilon * W_w + W_r$$

Donde “ ε ” se calcula según la ecuación 9.44 (ACI 350.3-06)

$$\varepsilon = \left[0.0151 \left(\frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0$$

$$\varepsilon = \left[0.0151 \left(\frac{3.25}{1.25} \right)^2 - 0.1908 \left(\frac{3.25}{1.25} \right) + 1.021 \right] = 0.63 \leq 1.0 \text{ entonces}$$

$$\varepsilon = 0.63 \text{ reemplazando se tiene:}$$

$$\therefore W_e = \varepsilon * W_w + W_r = 0.63 * 11,592 + 5,336 = \mathbf{12,639 \text{ kgf}}$$

- **Resumen de los pesos.**

$$\text{➤ Peso del líquido (WL)} \qquad \qquad \qquad = 13,203 \text{ kgf}$$



- Peso de las paredes del reservorio (W_w) = 11,592 kgf
- Peso de la losa de techo (W_r) = 5,336.10 kgf
- Peso de la losa de Fondo (W_f) = 7,873.20 kgf
- Peso Equivalente de la Componente Impulsiva (W_i) = 5,735.44 kgf
- Peso Equivalente de la Componente Convectiva (W_c) = 7,597.08 kgf
- Peso efectivo del depósito ($W_e = \epsilon * W_w + W_r$) = 12,639.06 kgf

5.5.7.2 Cálculo de las alturas impulsivas y convectivas.

El ACI 350.3 – 06 presenta dos formas para calcular las alturas de los centros de gravedad de las masas de agua impulsiva y convectiva. El primer caso es excluyendo la presión en la base (EBP) y el segundo es incluyendo la presión en la base (IBP).

- ✓ En el primer caso donde se EBP, se calcula la altura impulsiva (h_i) y la altura convectiva (h_c), estas se usarán posteriormente para calcular las presiones dinámicas laterales sobre la estructura las cuales se ingresarán al programa de diseño para determinar el acero correspondiente.
- ✓ En el segundo caso donde se IBP, se calcula la altura impulsiva (h'_i) y la altura convectiva (h'_c), estas se utilizan para calcular el momento actuante en la base del reservorio (M_o) y posteriormente verificar si la estructura cumple con la estabilidad al volteo mediante el factor de seguridad establecido por la norma.

**a) Alturas a centros de gravedad (excluyendo presión en la base EBP).**

Para calcular las alturas h_c y h_i a un nivel justo arriba de la base del depósito, primero se calcula la relación que existe entre L/H_L y dependiendo si el resultado es mayor o menor de $4/3$ se recurre a las ecuaciones 9-3,9-4,9-5 del ACI 350.3 – 06, las cuales corresponden a reservorios rectangulares.

$$\frac{L}{H_L} = \frac{3.25}{1.25} = 2.60 > \frac{4}{3}$$

❖ Cálculo de la altura del centro de gravedad de la masa impulsiva “ h_i ”:

Del resultado se observa que L/H_L es mayor que $4/3$, entonces según el ACI 350.3-06 para relaciones mayores o iguales a 0.75 se debe utilizar la siguiente ecuación:

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375; \quad \text{Ecuación 9 – 4 (ACI 350.3 – 06)}$$

$$\therefore h_i = 0.375 * 1.25 = \mathbf{0.47\ m}$$

❖ Cálculo de la altura del centro de gravedad de la masa convectiva “ h_c ”:

Para todos los depósitos rectangulares el cálculo de la altura del centro de gravedad de la masa convectiva se emplea la expresión:

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh[3.16(H_L/L)] - 1}{3.16(H_L/L) \sinh[3.16(H_L/L)]} \quad \text{ecuación 9 – 5 (ACI 350.3 – 06)}$$

$$h_c = \left(1 - \frac{\cosh[3.16(1.25/3.25)] - 1}{3.16(1.25/3.25) \sinh[3.16(1.25/3.25)]} \right) * 1.25 = 0.69\ m.$$

$$\therefore h_c = \mathbf{0.69\ m}$$

**b) Alturas a centros de gravedad (incluyendo la presión en la base IBP).**

El primer paso es calcular la relación que existe entre L/H_L y dependiendo si el resultado es mayor o menor de 0.75 se utilizarán las ecuaciones 9-6, 9-7, 9-8 del ACI 350.3 – 06, las cuales corresponden a reservorios rectangulares.

$$\frac{L}{H_L} = \frac{3.25}{1.25} = 2.60 > 0.75$$

❖ Cálculo de la altura del centro de gravedad de la masa impulsiva (h_i') :

Del resultado se observa que L/H_L es mayor que 0.75, entonces para su determinación según ACI 350.3 – 06 se debe utilizar la siguiente ecuación:

$$\text{Para } \frac{L}{H_L} \geq 0.75 \rightarrow \frac{h_i'}{H_L} = \frac{0.866 \left(\frac{L}{H_L} \right)}{2 \tanh \left[0.866 \left(\frac{L}{H_L} \right) \right]} - \frac{1}{8} \quad \text{Ecuac. 9 – 7 (ACI 350.3 – 06)}$$

$$h_i' = \left(\frac{0.866 \left(\frac{3.25}{1.25} \right)}{2 \tanh \left[0.866 \left(\frac{3.25}{1.25} \right) \right]} - \frac{1}{8} \right) * 1.25 = \mathbf{1.28 \text{ m.}}$$

$$\therefore h'i = 1.28 \text{ m}$$

❖ Cálculo de la altura del centro de gravedad de la masa convectiva (h_c') :

Según el ACI 350.3 – 06, para todos los depósitos rectangulares el cálculo de h_c' está definida por la siguiente ecuación:

$$\frac{h_c'}{H_L} = 1 - \frac{\cosh[3.16(H_L/L)] - 2.01}{3.16(H_L/L) \sinh[3.16(H_L/L)]} \quad \text{Ecuac. 9 – 8 (ACI 350.3 – 06)}$$

$$h_c' = \left(1 - \frac{\cosh[3.16(1.25/3.25)] - 2.01}{3.16(1.25/3.25) \sinh[3.16(1.25/3.25)]} \right) * 1.25 = \mathbf{1.37 \text{ m.}}$$

$$\therefore h'c = 1.37 \text{ m}$$

**5.5.7.3 Propiedades dinámicas.**

Principalmente se calculan los periodos y frecuencias de los pesos impulsivos y convectivos, cuyas ecuaciones se desarrollan a partir de la sección 9.2.4 del ACI 350.3 – 06, correspondientes a reservorios rectangulares:

❖ Frecuencia de vibración natural componente Impulsiva (ω_i):

$$\omega_i = \sqrt{k/m} \quad \text{Ecuación 9 – 9 (ACI 350.3 – 06); Donde:}$$

• Masa total por unidad de ancho (m):

$$m = m_w + m_i \quad \text{Ecuac. 9 – 10 (ACI 350.3 – 06); Donde:}$$

- Cálculo de la Masa del muro (m_w) y Masa impulsiva del líquido (m_i):

$$m_w = H_w t_w (\gamma_c / g) \quad \text{Ecuac. R. 9.2.4 (ACI 350.3 – 06)}$$

$$m_w = 1.75 * 0.20 * \left(2,400 / 9.81 \right) = 85.63 \text{ kgf.s2/m2}$$

$$m_i = \left(\frac{W_i}{W_L} \right) \left(\frac{L}{2} \right) H_L \left(\frac{\gamma_L}{g} \right) \quad \text{Ecuac. R. 9.2.4 (ACI 350.3 – 06)}$$

$$m_i = \left(\frac{5,735}{13,203} \right) \left(\frac{3.25}{2} \right) 1.25 \left(\frac{1000}{9.81} \right) = 89.95 \text{ Kgf.s2/m2}$$

$$\therefore m = m_w + m_i = 85.63 + 89.95 = 175.58 \text{ Kgf.s2/m2}$$

• Rigidez de la estructura (k):

$$k = \frac{E_c}{4} \left(\frac{t_w}{h} \right)^3 \quad \text{Ecuac. R. 9.2.4 (ACI 350.3 – 06); Donde:}$$

- Altura resultante (h):



$$h = \frac{(h_w m_w + h_i m_i)}{(m_w + m_i)} \quad \text{Ecuac. R. 9.2.4 (ACI 350.3 – 06); Donde :}$$

- Altura sobre la base del muro al C.G. del muro (h_w):

$$h_w = 0.5H_w = 0.50 * 1.75 = 0.875 \text{ m.}$$

- Reemplazando este valor para encontrar la altura resultante(h):

$$h = \frac{(0.875 * 85.63 + 0.47 * 89.95)}{(85.63 + 89.95)} = 0.67 \text{ m.}$$

- Reemplazando este valor para Rigidez de la estructura (k):

$$\therefore k = \frac{250,998 * 10^4}{4} \left(\frac{0.20}{0.67} \right)^3 = 16,690,750.39 \text{ Kgf/m}^2$$

- Reemplazando los valores calculados de ω_i y ω_c en la ecuación 9-9 (ACI 350.3-06):

$$\therefore \omega_i = \sqrt{k/m} = \sqrt{16,690,750.39 / 175.58} = 430.77 \frac{\text{rad}}{\text{seg}}$$

❖ **Frecuencia de vibración natural componente convectiva (ω_c):**

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}} \quad \text{Ecuación 9 – 12 (ACI 350.3 – 06); Donde:}$$

• **Coefficiente (λ):**

$$\lambda = \sqrt{3.16 * g * \tanh[3.16(H_L/L)]} \quad \text{Ecuación 9 – 13 (ACI 350.3 – 06);}$$

Reemplazando los valores calculados de λ en la ecuación 9-12 (ACI 350.3-06):

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}} = \frac{\sqrt{3.16 * g * \tanh[3.16(H_L/L)]}}{\sqrt{L}}$$



$$\therefore \omega_c = \frac{\sqrt{3.16 * 9.81 * \tanh[3.16(1.25/3.25)]}}{\sqrt{3.25}} = 2.83 \frac{rad.}{seg}$$

❖ **Periodo natural de vibración correspondiente al componente impulsivo (Ti):**

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = 2\pi\sqrt{m/k} \quad \text{Ecuación 9 – 13 (ACI 350.3 – 06)}$$

$$\therefore T_i = \frac{2\pi}{430.77} = 0.01 \text{ seg}$$

❖ **Periodo natural de vibración correspondiente al componente convectivo (Tc):**

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)\sqrt{L} = \frac{2\pi}{2.836} = 2.22 \text{ seg.}$$

5.5.7.4 Parámetros sísmicos y de la estructura.

De la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”, del R.N.E se obtiene los siguientes parámetros:

Z = 0.35; zona 3
 U = 1.50; Categoría A (Edificaciones Esenciales).
 S = 1.20; Suelo Flexible S-3 (Del estudio de suelos).

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO “S”				
ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Figura 5.22 Tablas de factores de Zona y Suelo

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (MVCS,2016).



5.5.7.5 Factores de amplificación espectral.

Los valores de los periodos de vibración para T_i y T_c calculados anteriormente se utilizarán en las ecuaciones respectivas para calcular los factores de amplificación espectral las cuales se muestran a continuación:

❖ Factor de amplificación espectral componente impulsiva (C_i):

El ACI 350.3-01 define a “ C_i ” como es el factor de la amplificación espectral dependiente del periodo para los movimientos horizontales de la componente impulsiva, para 5% del amortiguamiento crítico.

Del cálculo anterior se obtuvo un periodo natural de vibración $T_i = 0.01$ seg; y según el ACI 350.3-06 le corresponde la siguiente ecuación:

- Para $T_i \leq 0.31$ seg.

$$C_i = \frac{2.75}{S} \quad \text{Ecuación 9 – 31 (ACI 350.3 – 06)}$$
$$\therefore C_i = \frac{2.75}{1.20} = 2.29 \text{ seg.}$$

Si se obtuvieran T_i mayores a 0.31 seg. le corresponde la siguiente ecuación.

- Para $T_i > 0.31$ seg.

$$C_i = \frac{1.25}{T_i^{\frac{2}{3}}} \leq \frac{2.75}{S} \quad \text{Ecuación 9 – 32 (ACI 350.3 – 06)}$$

**❖ Factor de amplificación espectral componente convectiva (Cc):**

El ACI 350.3-01 define a “Cc” como el factor de amplificación espectral dependiente del periodo para el movimiento horizontal de la componente convectiva, para 0.5% de amortiguamiento crítico.

El factor “Cc” se determina como se indica a continuación:

- Para $T_c \geq 2.40$ seg.

$$C_c = \frac{6.0}{T_c^2} \quad \text{Ecuación 9 – 33 (ACI 350.3 – 06)}$$

- Para $T_c < 2.40$ seg.

$$C_c = \frac{1.875}{T_c^{2/3}} \leq \frac{2.75}{S}$$

Del cálculo anterior se obtuvo un periodo natural de vibración $T_c = 2.22$ seg; y según lo expuesto anteriormente le corresponde esta ecuación, reemplazando datos se obtiene:

$$C_c = \frac{1.875}{T_c^{2/3}} = \frac{1.875}{2.22^{2/3}} = 1.10 \leq \frac{2.75}{1.20} = 2.29; \quad \text{SI CUMPLE}$$

$$\therefore C_c = 1.10 \text{ seg.}$$

5.5.7.6 Fuerzas laterales dinámicas.

Para calcular las fuerzas laterales dinámicas es necesario compatibilizar los términos de los parámetros sísmicos de la norma técnica E.030 (Diseño Sismorresistente) con los del ACI 350.3-06, así se tiene:



$Z = 0.35$; Zona 3
 $I = U = 1.50$; Factos de uso o importancia (Categoría A -Edificaciones Esenciales).
 $S = 1.20$; Suelo Flexible S-3 (Del estudio de suelos).
 $R_i = 2.00$; Tanques con base fija y grado superficial-Tabla 4.1.1(b) ACI 350.3-06
 $R_c = 1.00$; Tanques con base fija y grado superficial-Tabla 4.1.1(b) ACI 350.3-06

$C_i = 2.29$; Del cálculo anterior.

$C_c = 1.10$; Del cálculo anterior.

Table 4.1.1(b)—Response modification factor R			
Type of structure	R_i		R_c
	On or above grade	Buried ^a	
Anchored, flexible-base tanks	3.25 [†]	3.25 [†]	1.0
Fixed or hinged-base tanks	2.0	3.0	1.0
Unanchored, contained, or uncontained tanks [‡]	1.5	2.0	1.0
Pedestal-mounted tanks	2.0	—	1.0

Figura 5.13 Factores de Reducción según ACI 350.3-06

Fuente: ACI 350.3-06 (ACI,2006)

Según 4.1 del ACI 350.3-01, los muros o paredes de la estructura contenedora del líquido serán diseñadas para las siguientes fuerzas dinámicas:

- Las Fuerzas de Inercia de la masa de la pared y de la cubierta **P_w** y **P_r**
- La fuerza debido a la presión Hidrodinámica Impulsiva del líquido contenido **P_i**
- La Fuerza debido a la Presión Hidrodinámica Convectiva del líquido contenido **P_c**
- La Presión Dinámica de los suelos saturados y no saturados sobre la porción enterrada de la pared
- Presión efectos de la aceleración Vertical (**P_{hy}**).



❖ *Cálculo de las fuerzas laterales P_w , P_r , P_i y P_c .*

Según 4.1.1 del ACI 350.3-01 estas fuerzas laterales dinámicas serán determinadas por las siguientes ecuaciones:

$$P_w = ZSIC_i \frac{\varepsilon W_w}{R_i} \quad P_r = ZSIC_i \frac{\varepsilon W_r}{R_i}$$

$$P_i = ZSIC_i \frac{\varepsilon W_i}{R_i} \quad P_c = ZSIC_c \frac{\varepsilon W_c}{R_c}$$

Reemplazando datos se tiene:

$P_w = 8,367.98 \text{ kgf}$	Fuerza Inercial Lateral por Aceleración del Muro
$P_r = 3,852.00 \text{ kgf}$	Fuerza Inercial Lateral por Aceleración de la Losa
$P_i = 4,140.27 \text{ kgf}$	Fuerza Lateral Impulsiva
$P_c = 5,270.16 \text{ kgf}$	Fuerza Lateral Convectiva.

❖ *Cálculo de la Presión lateral por aceleración vertical (P_{hy}).*

Según 4.1.4 del ACI 350.3-01, el reservorio deberá ser diseñado para los efectos de la aceleración vertical. A falta de un espectro de respuesta de sitio específico, el coeficiente b de la aceleración vertical a horizontal no será menor que $2/3$.

La presión hidrodinámica resultante P_{hy} será calculada según la ecuación:

$$p_{hy} = \ddot{U}_v * q_{hy} \quad \text{Ecuación 4 – 14 (ACI 350.3 – 01)}$$

Donde la aceleración vertical \ddot{U}_v y la carga hidrostática q_{hy} se definen como:

$$\ddot{U}_v = ZSC_v \frac{b}{R_{wi}} \quad \text{Ecuación 4 – 15 (ACI 350.3 – 01)}$$

$$q_{hy} = \gamma_{\text{agua}} * (HL - y) \quad \text{Carga Hidrostática 1.2 del ACI.3-01}$$

Según el 4.1.4 del ACI 350.3-01, determina que para tanques rectangulares:

$$C_v = 1 \quad \Delta \quad b = 2/3$$

Reemplazando en la ecuación 4-14 (ACI 350.3-06) se obtiene:

$$p_{hy} = ZSIC_v \frac{b}{R_{wi}} \cdot \gamma_{\text{agua}} \cdot (H_L - y)$$

$$p_{hy} = 262.50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} - 210 \cdot Y$$

Para Y = 0: $p_{hy}(\text{Fondo}) = 262.50 \text{ Kg/m}^2$

Para Y = 1.25: $p_{hy}(\text{Superior}) = 0,00 \text{ Kg/m}^2$

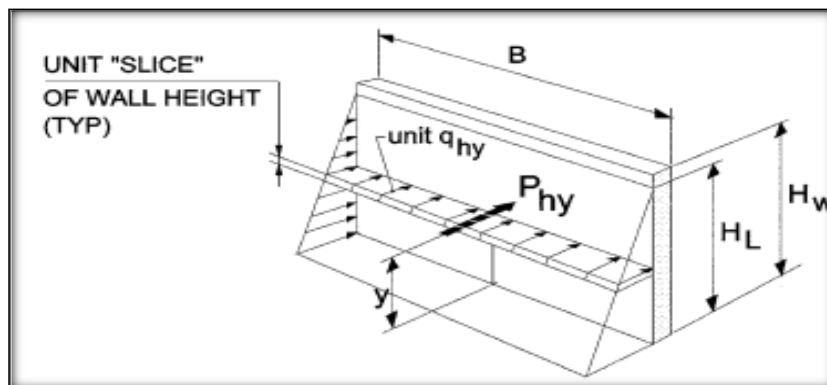


Figura 5.24 Presiones lateral por sismo vertical.

Fuente: ACI 350.3-06 (ACI,2006)

5.5.7.7 Distribución de las fuerzas dinámicas laterales.

Las fuerzas dinámicas laterales distribuidas por metro lineal a lo largo del lado “B” del reservorio están determinadas según la sección 5.3.1 del ACI 350.3-06:

Para tanques rectangulares, define que los muros perpendiculares a la fuerza sísmica y en la mitad delantera del del tanque, deberán ser cargados perpendicular a su plano (dimensión

B), por: (a) la fuerza de inercia propia del muro P_w ; (b) la mitad de la fuerza impulsiva P_i ; (c) la mitad de la fuerza convectiva P_c .

$$P_{wy} = ZSI \frac{C_i}{R_{wi}} (\varepsilon \gamma_c B t_w) ; \quad \text{Fuerza de inercia propia del muro } P_w$$

$$P_{iy} = \frac{P_i}{2H_L^2} (4H_L - 6h_i) - \frac{P_i}{2H_L^3} (6H_L - 12h_i)y ; \quad \text{Mitad de la fuerza impulsiva } P_i$$

$$P_{cy} = \frac{P_c}{2H_L^2} (4H_L - 6h_c) - \frac{P_c}{2H_L^3} (6H_L - 12h_c)y ; \quad \text{Mitad de la fuerza convectiva } P_c$$

Además, para el análisis y cálculo de las fuerzas dinámicas laterales se han considerado las siguientes características: mínimo

- No se considera empuje exterior de tierras por ser un depósito apoyado superficialmente, en depósitos enterrados o semienterrados debe considerarse este esfuerzo.
- El depósito se divide en una mitad frontal y otra en la parte posterior, tanto las fuerzas impulsivas como las convectivas actúan sobre las paredes frontal y posterior, las cuales son perpendiculares a la fuerza sísmica, en la pared frontal la fuerza hidrodinámica es de presión y en la parte posterior es de succión según el ACI 350.3-06



Figura 5.25 Distribución de las presiones hidrodinámicas en las paredes.
Fuente: ACI 350.3-06 (ACI,2006).

Reemplazando datos en las anteriores ecuaciones se tiene:

- **Distribución de carga inercial propia del muro:**

$$P_{wy} = 709.46 \frac{Kgf}{m}$$

- **Distribución de carga impulsiva:**

$$P_{iy} = 2888.25 \text{ kgf/m} - 197.43 * Y$$

- **Distribución de carga convectiva:**

$$P_{cy} = 1450.35 \text{ Kgf/m} + 1052.35 * Y$$

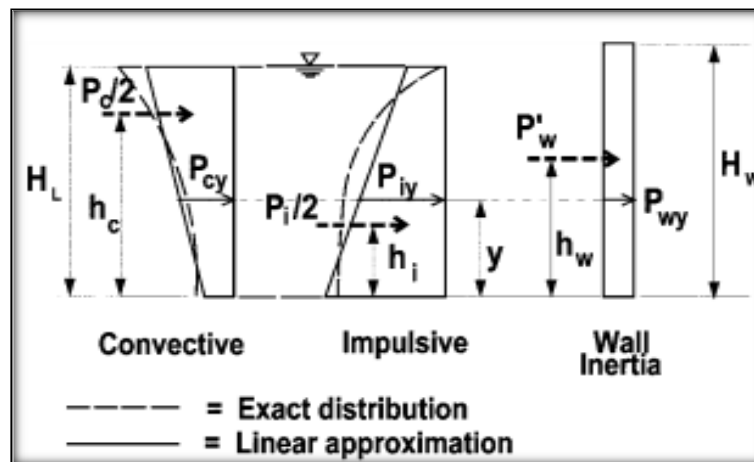


Figura 5.26 Distribución vertical de las presiones dinámicas en la pared.

Fuente: ACI 350.3-06 (ACI,2006)

5.5.7.8 Distribución de las presiones dinámicas:

Para calcular las presiones dinámicas en las paredes del reservorio se divide las fuerzas dinámicas laterales calculadas anteriormente entre el ancho “B” ($B=3.25 \text{ m}$) del reservorio, por lo tanto, se tiene las siguientes ecuaciones:

$$p_{hy} = \ddot{U}_v * q_{hy}; \quad P_{wy} = \frac{P_{wy}}{B}; \quad P_{iy} = \frac{P_{iy}}{B}; \quad P_{cy} = \frac{P_{cy}}{B}$$

- Presión lateral por sismo vertical:

$$p_{hy} = 262.50 \frac{kg}{m^2} - 210 * Y$$

- Presión por carga inercial propia del muro:

$$P_{wy} = \frac{P_{wy}}{B} = 218.3 \text{ kg/m}^2$$

- Presión por carga impulsiva.

$$P_{iy} = \frac{P_{iy}}{B} = 888.7 \frac{kg}{m^2} - 606.6 * Y$$

- Presión por carga convectiva:

$$P_{cy} = \frac{P_{cy}}{B} = 446.3 \frac{kg}{m^2} - 323.80 * Y$$

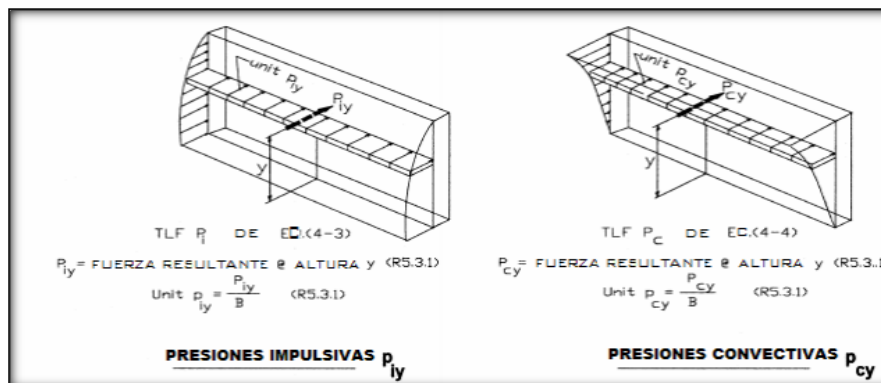
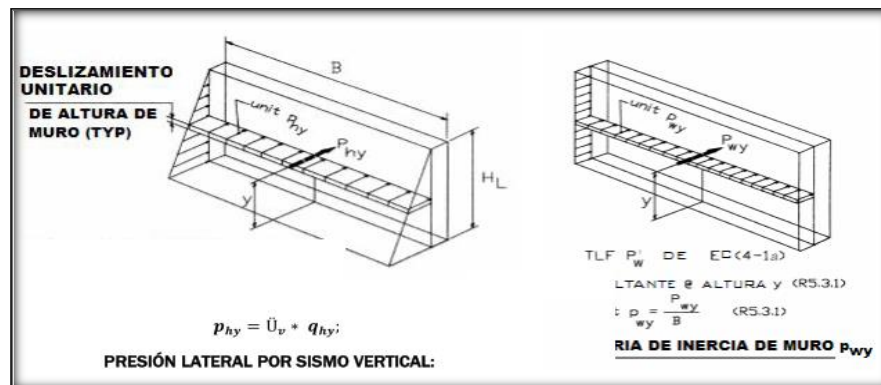


Figura 5.27 Distribución de presiones Hidrostaticas e Hidrodinamicas

Fuente: ACI 350.3-06 (ACI,2006)).

5.5.8. Resumen de las presiones laterales consideradas para el diseño:

Tabla 5.8. Presiones laterales para el diseño.

Nº	Descripción		
PRESIÓN LATERAL HIDROSTÁTICA			
		Presión de Fondo (Ymín. = 0)	Presión superficial (Ymáx. =1.25m)
1	Presión hidrostática del agua: q_{hy}	1,250 kg/m ²	0.0 kg/m ²
PRESIONES LATERALES DINÁMICAS			
		Presión de Fondo (Ymín. = 0)	Presión superficial (Ymáx. =1.25m)
2	Presión lateral por sismo vertical: Phy	262.5 kg/m ²	0.0 kg/m ²
3	Presión de carga impulsiva: Piy	888.7 kg/m ²	130.5 kg/m ²
4	Presión de carga convectiva: Pcy	446.3 kg/m ²	851.0 kg/m ²
		Presión de Fondo (Ymín. = 0)	Presión superficial (Ymáx. =1.75m)
5	Presión de carga inercial del muro: Pwy	218.3 kg/m ²	218.3 kg/m ²

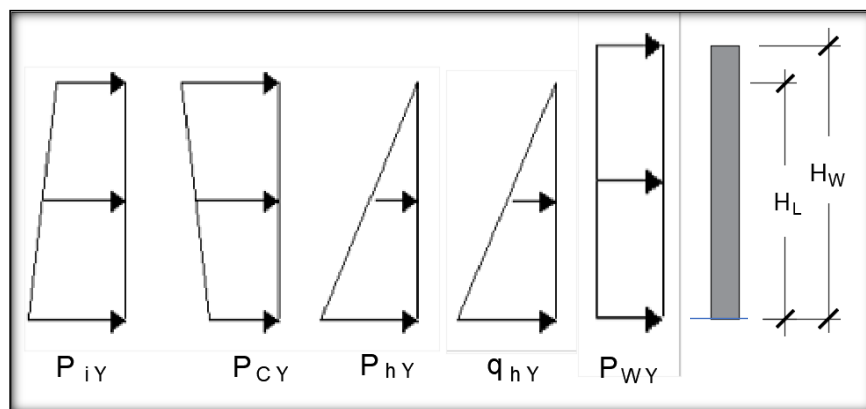


Figura 5.28 Distribucion lateral de las presiones,
Fuente: <https://www.civilexcel.com>



5.5.9. Verificación de la estabilidad.

5.5.9.1 Fuerzas y momentos actuantes:

- ❖ La fuerza actuante en la base está representada por el cortante basal la cual se ha determina a continuación:

- ***Cortante basal.***

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2} \quad \text{Ecuación 4 – 5 (ACI 350.3 – 01)}$$

Los valores de P_i , P_w , P_r y P_c se han determinado en la sección 5.5.7.6 “Fuerzas laterales dinámicas”; Reemplazando datos se tiene:

$$V = V_{\text{basal}} = 17,180.14 \text{ Kg}$$

- ❖ El momento actuante al volteo en la base se determina según la ecuación 4-13 (ACI 350.3-01), incluyendo la presión el fondo del estanque y estructura de soporte (IBP):

- ***Momento en la base del muro (IBP):***

El momento de volteo se presenta en el plano de fondo de la cimentación por lo que se incluye la presión en la base (IBP) y la estructura soportante.

Para calcular los momentos en la base es necesario conocer los centros de gravedad donde actúan las fuerzas laterales dinámicas, a continuación, se hace un resumen de estas distancias cuyos cálculos se han determinado anteriormente:

- Altura del Centro de Gravedad del Muro de Reservorio $h_w = 0.875 \text{ m}$
- Altura del Centro de Gravedad de la Losa de Cobertura $h_r = 1.83 \text{ m}$



- Altura del Centro de Gravedad Componente Impulsiva $h_i = 0.47 \text{ m}$
- Altura del Centro de Gravedad Componente Impulsiva IBP $h'i = 1.28$
- Altura del Centro de Gravedad Componente Convectiva $h_c = 0.69 \text{ m}$
- Altura del Centro de Gravedad Componente Convectiva IBP $h'c = 1.37 \text{ m}$.

El ACI 350.3-01 presenta las siguientes ecuaciones para calcular los momentos en la base:

$$M_w = P_w x h_w \quad \text{Ecuación 4 – 6 (ACI 350.3 – 01)}$$

$$M_r = P_r x h_r \quad \text{Ecuación 4 – 7 (ACI 350.3 – 01)}$$

$$M'_i = P_i x h'_i \quad \text{Ecuación 4 – 11 (ACI 350.3 – 01)}$$

$$M'_c = P_c x h'_c \quad \text{Ecuación 4 – 12 (ACI 350.3 – 01)}$$

Reemplazando datos se tiene:

$$M_w = 7,322 \text{ kgf.m} \quad \text{Momento de la Fuerza Inercial Lateral del Muro}$$

$$M_r = 7,030 \text{ kgf.m} \quad \text{Momento de la Fuerza Inercial Lateral de la Losa}$$

$$M'i = 5,310 \text{ kgf.m} \quad \text{Momento de la Fuerza Lateral Impulsiva}$$

$$M'c = 7,220 \text{ kgf.m} \quad \text{Momento de la Fuerza Lateral Convectiva.}$$

El Momento de volteo en la base del reservorio este definido por la siguiente ecuación:

$$M_o = \sqrt{(M'_i + M_w + M_r)^2 + M'_c{}^2} \quad \text{Ecuación 4 – 13 (ACI 350.3 – 01)}$$

$$M_o = 20,946 \text{ kgf.m.}$$

5.5.9.2 Fuerzas y momentos resistentes:

Las fuerzas resistentes se han determinado en la sección 5.5.7.1 “Pesos de los elementos del reservorio”, y los cálculos de los momentos resistentes se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 5.9. Fuerzas y Momentos Resistentes – Reservorio.**

Fuerzas y Momentos Resistentes			
Elemento	Fuerza	Brazo de Palanca	Momento
- Peso agua	13,203 kg	3.25/2 = 1.625	21,455 kg.m
- Peso paredes del reservorio.	11,592 kg	3.25/2 = 1.625	18,837 kg.m
- Peso losa de techo.	5,336 kg	3.25/2 = 1.625	8,671 kg.m
- Losa de fondo.	7,873.20 kg	3.25/2 = 1.625	12,794 kg.m
$\sum F_v = 38,004.43 \text{ kgf}$		$\sum MR = 61,757 \text{ kg.m}$	

5.5.9.3 Factor de seguridad al deslizamiento:

$$F.S \text{ AL DESLIZAMIENTO} = \frac{\mu * \sum F_v}{V_{\text{basal}}} \geq 1.50 ; \text{ Donde :}$$

$$\mu = \tan(\phi) = \tan 35^\circ = 0.70 \quad \text{Reemplazando se tiene:}$$

$$F.S \text{ AL DESLIZAMIENTO} = \frac{\mu * \sum F_v}{V_{\text{basal}}} = \frac{0.70 * 38,004}{17,180}$$

$$F.S \text{ AL DESLIZAMIENTO} = 1.55 \geq 1.50 \quad \textbf{SI CUMPLE}$$

5.5.9.4 Factor de seguridad al volteo:

$$F.S \text{ AL VOLTEO} = \frac{\sum MR}{M_o} \geq 1.50 ; \text{ Donde:}$$

$$F.S \text{ AL VOLTEO} = \frac{\sum MR}{M_o} = \frac{61,757}{20,946}$$

$$F.S \text{ AL VOLTEO} = 2.95 \geq 1.50 \quad \textbf{SI CUMPLE}$$



5.6. RED DE DISTRIBUCIÓN.

5.6.1 Análisis preliminar.

Definido la ubicación del reservorio se procede a diseñar la red de distribución del proyecto para suministrar agua desde este hacia todos puntos considerados como conexiones domiciliarias, al igual que la línea de conducción este sistema de abastecimiento será por gravedad y cumpliendo con los criterios necesarios de diseño se proveerá agua en cantidad y presión adecuada para todas las viviendas del proyecto.

La red de distribución se diseña para conducir el gasto del consumo máximo horario (Q_{mh}), que según la sección 5.2.4 (Variaciones del consumo de agua), resulta ser de 0.98 l/s, considerado un gasto adicional proveniente de las instituciones públicas y privadas de 0.242 l/s resulta una demanda máxima horaria $Q_{mh} = 1.222$ l/s, con este dato posteriormente se determina el caudal unitario (Q_u), que corresponde al gasto de cada vivienda para lo cual se divide el Q_{mh} entre el número total de viviendas del proyecto,

Por la topografía y la distribución de las viviendas, la red de distribución corresponde a un sistema abierto o ramificado, una de las características principales de este sistema es que conforme se avanza con el diseño de la red el diámetro de la tubería debe ser menor porque el caudal del gasto a satisfacer va disminuyendo.

El estudio de suelos muestra que el perfil del tramo del Terreno es de tipo normal con presencia de material arcilloso, por lo que se usará tubería de PVC clase 10.

5.6.2 Parámetros y criterios de diseño.

Para el dimensionamiento de los elementos de la red de distribución se deben cumplir con las siguientes condiciones:



- **Caudal de diseño.**

La línea de distribución tendrá capacidad para conducir como mínimo, el caudal máximo horario (Qmh). Los ramales se diseñan para conducir un gasto mínimo de 0,10 l/s y Se admitirá que la distribución del caudal será uniforme a lo largo de la longitud de cada tramo (MVCS, 2018).

- **Diámetros.**

Los diámetros mínimos de las tuberías principales para redes cerradas deben ser de 25 mm (1”), y en redes abiertas o ramales, se admite un diámetro de 20 mm (¾”) (MVCS, 2018).

- **Carga estática y dinámica.**

La carga estática máxima aceptable será de 50 m y la Carga Dinámica (Presión de salida) mínima será entre 5 m.c.a (MVCS, 2018).

- **Velocidad.**

La velocidad mínima en ningún caso podrá ser inferior a 0,30 m/s. En general se recomienda un rango de velocidad de 0,5 – 1,0 m/s. y la velocidad máxima admisible será de 3 m/s (MVCS, 2018).

- **Presión.**

La presión mínima de servicio en cualquier punto de la red o línea de alimentación de agua no será menor de 5 m.c.a.

- **El caudal unitario:**

Para calcular el caudal unitario por unidad de vivienda se emplea la siguiente definición:



$$Q_u = \frac{Q_{mh}}{N_v} \quad \text{5.36}$$

donde:

Q_{mh} : Caudal máximo horario en l/s.

N_v : Total de Viviendas o conexiones domiciliarias del proyecto.

Para el presente proyecto:

$$Q_u = \frac{1.222}{98} = 0.01247 \text{ l/s}$$

- El caudal en el nudo es:

Para este proyecto se ha tomado el siguiente criterio:

$$Q_i = Q_u * NV_i \quad \text{5.37}$$

Donde:

Q_i : Caudal en el nudo “i” en l/s.

Q_u : Caudal unitario por conexión domiciliaria en l/s.

NV_i : Número de viviendas o conexiones domiciliarias en el nudo “i”

- Otras criterios y ecuaciones utilizados:

Para calcular la velocidad, diámetro de la tubería, pérdida de carga por tramo, pérdida de carga unitaria, ubicación de las estructuras complementarias, presión de salida, trazo de la gradiente hidráulica, se aplican los mismos criterios y ecuaciones utilizados en la sección 5.4. (LÍNEA DE CONDUCCIÓN).



5.6.3 Calculo hidráulico en la línea de distribución.

Por ser un sistema de distribución abierto o ramificado el criterio que se emplea es dividir el sistema en tramos o ramales para lo que se tendrá un cálculo hidráulico para cada una de estas ramificaciones. Para este proyecto la red de distribución se ha dividido en las siguientes partes:

Tabla 5.10. División de la red de distribución.

Nº TRAMOS	NOMBRE DE RED	LONG. DE RED (m)
1	RED PRINCIPAL	3257.46
2	RAMAL 01	659.21
3	RAMAL 02	699.43
4	RAMAL 03	433.59
5	RAMAL 04	1296.90
6	RAMAL 05	777.01
7	RAMAL 06	280.02

5.7. MODELAMIENTO CON EL SOFTWARE WATERCAD.

WaterCAD es un software para el análisis y modelación de redes de distribución a presión de líquidos, este permite la simulación hidráulica de un modelo computacional representado en este caso por elementos como las líneas o tramos de tuberías de conducción y distribución, nodos de consumo, tanques, reservorios, hidrantes, válvulas de regulación y control, etc.



El programa permite optimizar el funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua y se obtiene un buen diseño que es el objetivo de este trabajo. Si se configura adecuadamente el programa mostrará el caudal y longitud de cada tramo de la red de tuberías, velocidad, pérdida de carga, las presiones de salida, alturas piezométricas, cotas de cada nudo o elementos como la captación, tanques o reservorios, cámaras rompe presión, válvulas de control, entre otros que sean necesarios para el buen funcionamiento del sistema de agua.

El programa permite realizar variaciones al diseño inicial, es decir cambiar los diámetros de las tuberías, lo que hace variar las presiones y velocidades de cada nudo entre tramos, estos parámetros son los que se deben tener en consideración para que el diseño sea óptimo, si los resultados obtenidos no se encuentran dentro de los máximos y mínimos establecidos por la norma, el programa permite agregar otros elementos como por ejemplo las cámaras rompe presión, válvulas de control, los cuales facilitan obtener resultados que se encuentren dentro de los límites de diseño para obras de saneamiento.

5.7.1. Procedimiento para la simulación.

- Para simular la red del sistema de agua del presente trabajo se utilizó la versión 8i del WaterCAD, el programa permite importar las curvas de nivel, líneas de conducción y distribución además de los caudales unitarios de cada vivienda los cuales se obtienen con ayuda de los programas del AutoCAD y Excel.
- Para las curvas de nivel, líneas de conducción y distribución solo se necesita cambiar la extensión de dwg a dxf en el AutoCAD y para importar los caudales unitarios se necesita obtener las coordenadas de ubicación de cada unidad de vivienda para lo cual se emplea la herramienta de extracción de datos del AutoCAD, estos se exportarán al Excel y se les agregará el caudal unitario que les corresponda, siguiendo el procedimiento se obtienen los siguientes resultados.

*Tabla 5.11. Ubicación de las viviendas*

N° de Vivienda	Este	Norte	Caudal Unitario	N° de Vivienda	Este	Norte	Caudal Unitario
ID	Position X	Position Y	Qu	ID	Position X	Position Y	Qu
1	634676.31	9486851.92	0.01247	50	632418.82	9487939.71	0.01247
2	634701.33	9486656.79	0.01247	51	632268.42	9487860.38	0.01247
3	634638.53	9486680.74	0.01247	52	632224.03	9487862.61	0.01247
4	634612.37	9486651.31	0.01247	53	632224.83	9487844.89	0.01247
5	634540.16	9486642.26	0.01247	54	632213.67	9487848.36	0.01247
6	634491.07	9486587.47	0.01247	55	632199.12	9487889.68	0.01247
7	634467.55	9486574.17	0.01247	56	632188.26	9487888.83	0.01247
8	634453.16	9486580.41	0.01247	57	632195.48	9487878.06	0.01247
9	634160.66	9487220.51	0.01247	58	632184.06	9487852.34	0.01247
10	633986.23	9487072.27	0.01247	59	632162.66	9487858.23	0.01247
11	633886.26	9486862.35	0.01247	60	632169.85	9487838.44	0.01247
12	633705.73	9486858.62	0.01247	61	632006.12	9487722.19	0.01247
13	633631.74	9486886.94	0.01247	62	631961.61	9487633.49	0.01247
14	633927.23	9487143.77	0.01247	63	631924.23	9487637.32	0.01247
15	633722.42	9487049.29	0.01247	64	631922.90	9487703.78	0.01247
16	633698.40	9487079.42	0.01247	65	632067.50	9487851.48	0.01247
17	633659.47	9487076.35	0.01247	66	632174.12	9487924.02	0.01247
18	633622.65	9487161.30	0.01247	67	632167.17	9488013.41	0.01247
19	633609.82	9487183.31	0.01247	68	632202.16	9488020.31	0.01247
20	633583.90	9487208.44	0.01247	69	632228.56	9488033.80	0.01247
21	633702.26	9487250.18	0.01247	70	632222.21	9488050.69	0.01247
22	633656.53	9487279.21	0.01247	71	632288.20	9488006.84	0.01247
23	633667.97	9487296.07	0.01247	72	632340.45	9488195.59	0.01247
24	633490.95	9487260.08	0.01247	73	632325.07	9488220.54	0.01247
25	633601.14	9487347.71	0.01247	74	632347.74	9488254.69	0.01247
26	633562.28	9487303.98	0.01247	75	632441.74	9488189.73	0.01247
27	633387.37	9487263.22	0.01247	76	632474.46	9488190.04	0.01247
28	633500.31	9487310.66	0.01247	77	632485.16	9488267.33	0.01247
29	633561.65	9487348.76	0.01247	78	632572.22	9488102.36	0.01247
30	633557.65	9487357.13	0.01247	79	632614.18	9488187.47	0.01247
31	633226.13	9487297.24	0.01247	80	632632.14	9488187.47	0.01247
32	633497.55	9487362.88	0.01247	81	632683.74	9488184.01	0.01247
33	633490.64	9487403.05	0.01247	82	632736.24	9488253.92	0.01247
34	633481.35	9487433.34	0.01247	83	632810.00	9488231.37	0.01247



35	633511.61	9487573.22	0.01247	84	632833.75	9488208.25	0.01247
36	633432.50	9487416.56	0.01247	85	632905.13	9488232.34	0.01247
37	633431.40	9487463.88	0.01247	86	633080.23	9488144.11	0.01247
38	633253.09	9487561.15	0.01247	87	632914.53	9488053.42	0.01247
39	633202.51	9487602.44	0.01247	88	633214.24	9488555.80	0.01247
40	633082.32	9487749.06	0.01247	89	633244.25	9488364.94	0.01247
41	633076.67	9487774.94	0.01247	90	633301.65	9488351.31	0.01247
42	633084.72	9487803.26	0.01247	91	633376.80	9488413.43	0.01247
43	633056.30	9487827.30	0.01247	92	633398.51	9488105.08	0.01247
44	633030.75	9487811.10	0.01247	93	633440.28	9488230.48	0.01247
45	633029.78	9487836.17	0.01247	94	633494.62	9488274.81	0.01247
46	633008.72	9487814.73	0.01247	95	633529.52	9488307.04	0.01247
47	632523.71	9487910.79	0.01247	96	633534.63	9488314.54	0.01247
48	632477.60	9487922.98	0.01247	97	633666.91	9488289.22	0.01247
49	632471.21	9487943.22	0.01247	98	633730.25	9488150.18	0.01247

- Configuración de hoja para importar:

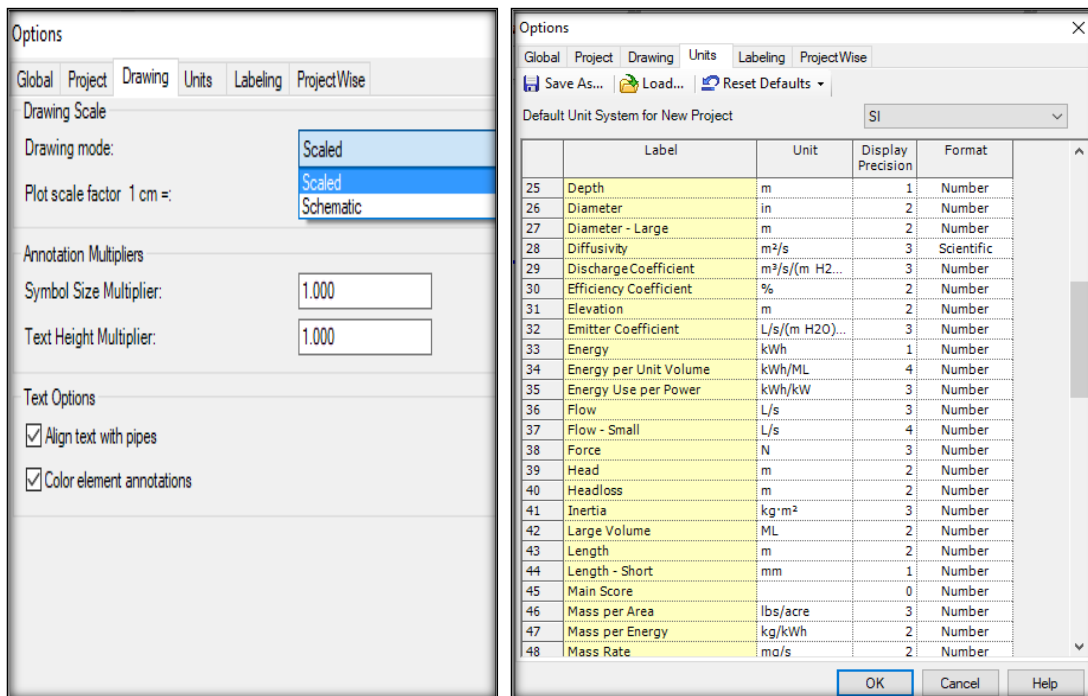


Figura 5.29 Configuración de espacio de dibujo y unidades de trabajo.

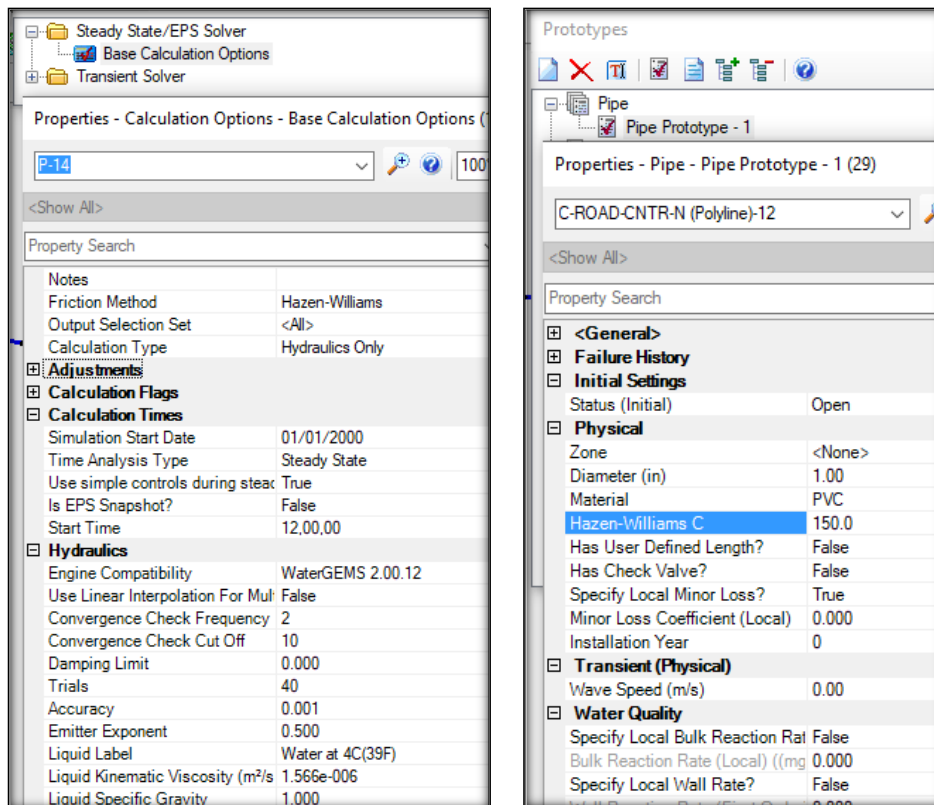


Figura 5.30 Configuración de opciones de cálculo y prototipo de tubería.

5.7.2. Simulación y resultados de la línea de la conducción.

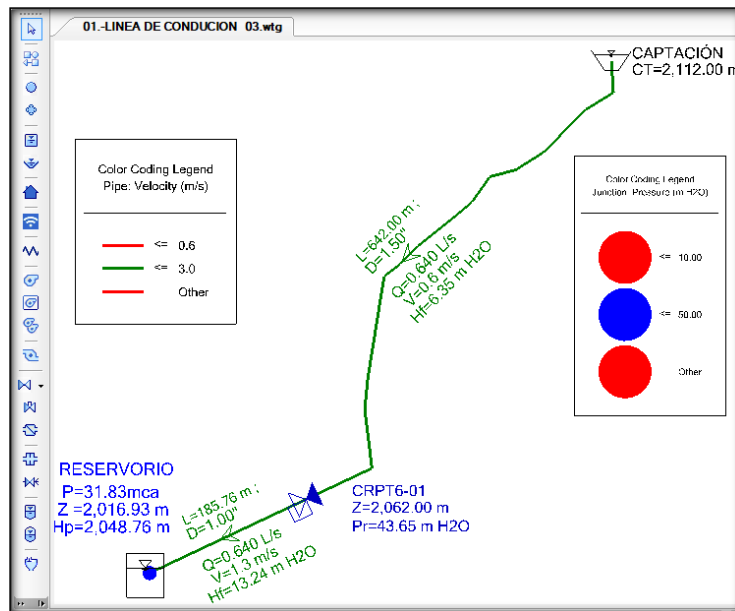


Figura 5.31 Proyección de la línea de conducción

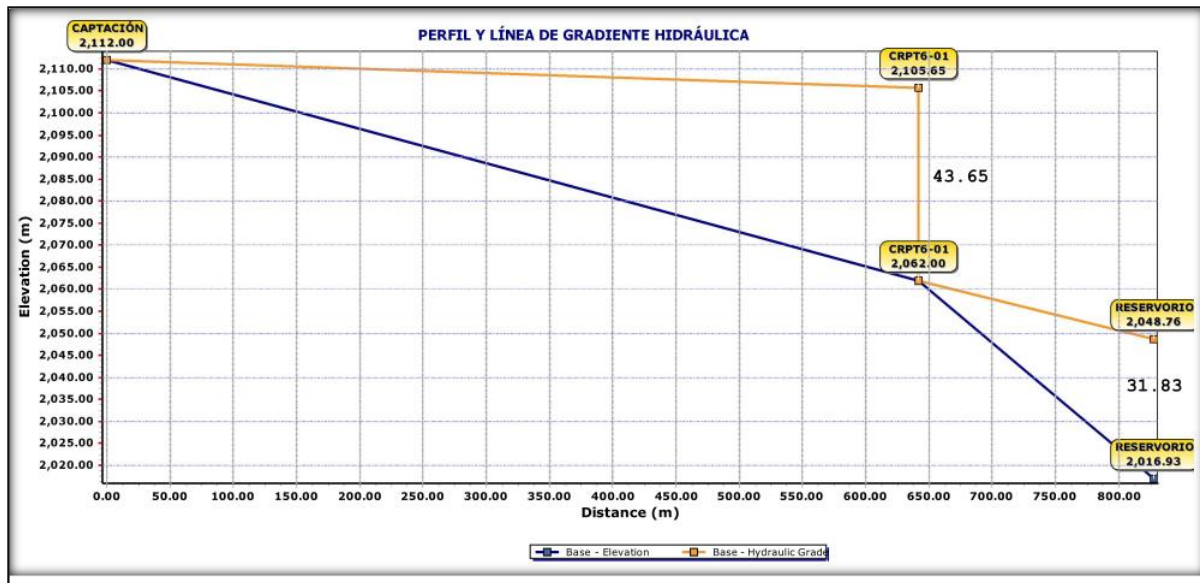


Figura 5.35.1 Perfil y gradiente hidráulica en línea de conducción

Tabla 5.12. Resultados de las tuberías en línea de conducción

Start Node	Stop Node	Length (m)	Material	Hazen-Williams "C"	Flow (L/s)	Diameter (in)	Velocity (m/s)	Pressure Loss (m H ₂ O)	Pressure (Start) (m H ₂ O)	Pressure (Stop) (m H ₂ O)
CAPTAC.	CRPT6-01	642	PVC	150	0.64	1.5	0.6	6.35	0.0	43.65
CRPT6-01	RESERV.	185.76	PVC	150	0.64	1.0	1.3	13.24	0.0	31.83

Tabla 5.13. Resultados en las uniones (Junction)-Línea de conducción

Label	Elevation (m)	Demand-flow (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (From) (m H ₂ O)	X (m)	Y (m)
CAPTACIÓN	2,112.00	0.64	2,112.00	0	635,186.88	9,487,581.60
CRPT6-01	2,062.00	0.64	2,105.65	43.65	634,857.96	9,487,110.24
RESERVORIO	2,016.93	0.64	2,048.76	31.83	634,689.93	9,487,031.05

5.7.3. Simulación y resultados de la red de distribución.

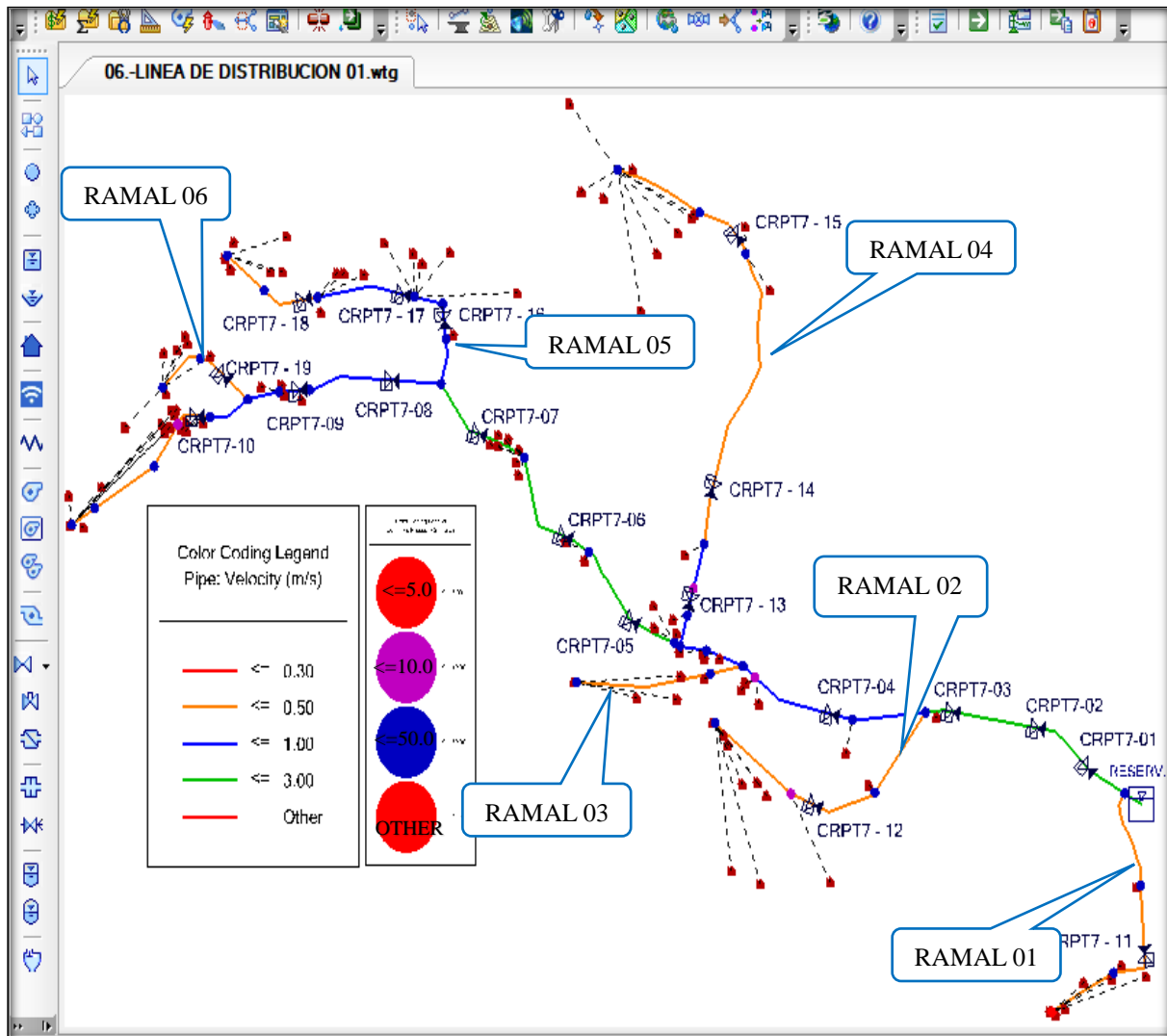


Figura 5.33 Proyección Planta general de la red de distribución.

5.7.3.1 Simulación y resultados - Red principal

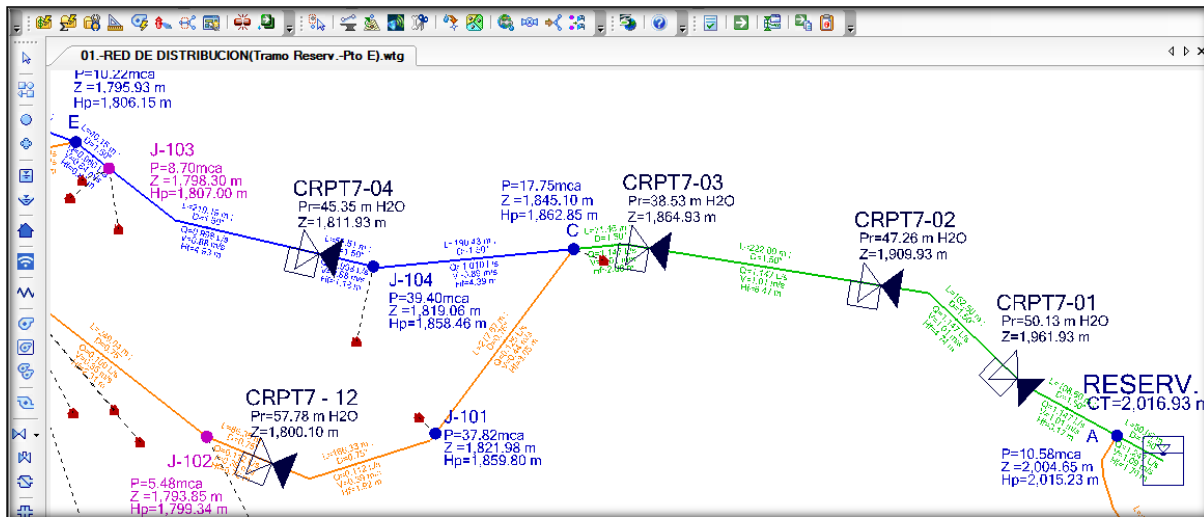


Figura 5.34 Red Principal Tramo: Reservoirio -Punto E.

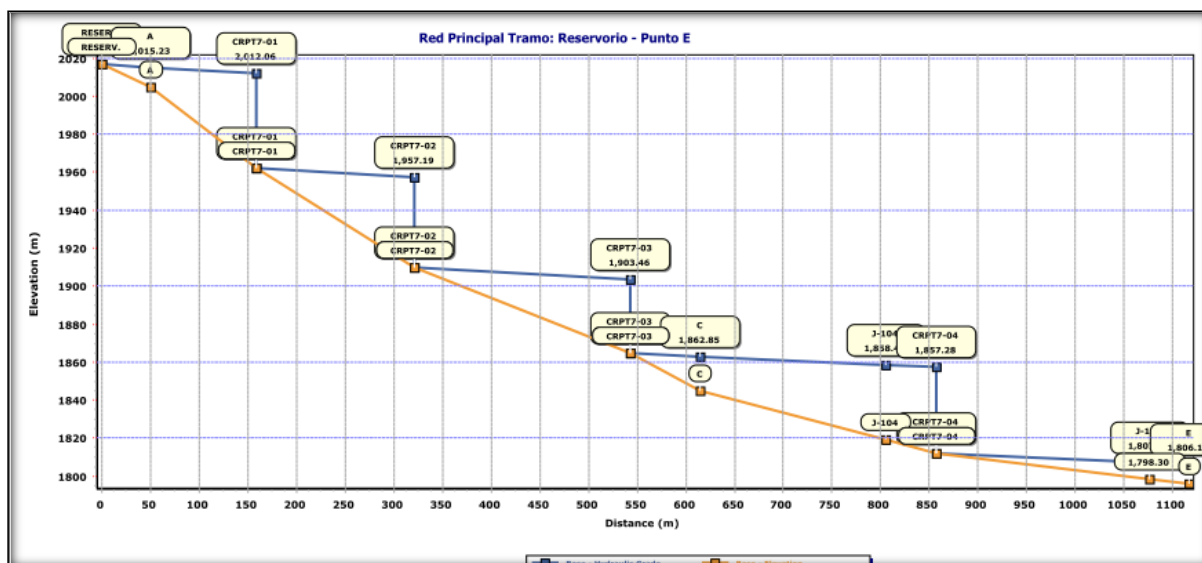


Figura 5.15 Perfil y gradiente hidráulica, Tramo: Reservoirio-Punto E.

**Tabla 5.14. Resultados en las tuberías, Tramo: Reservorio-Punto E.**

Start Node	Stop Node	Length (m)	Mat.	Hazen-Will. "C"	Flow (L/s)	Diam. (in)	Vel. (m/s)	Press. Loss (m)	Press. (Start) (m)	Press. (Stop) (m H ₂ O)
RESERV.	A	50.00	PVC	150	1.247	1.5	1.09	1.70	0	10.58
A	CRPT7-01	108.60	PVC	150	1.147	1.5	1.01	3.17	10.58	50.13
CRPT7-01	CRPT7-02	162.50	PVC	150	1.147	1.5	1.01	4.74	0	47.26
CRPT7-02	CRPT7-03	222.00	PVC	150	1.147	1.5	1.01	6.47	0	38.53
CRPT7-03	C	71.46	PVC	150	1.147	1.5	1.01	2.08	0	17.75
C	J-104	190.43	PVC	150	1.01	1.5	0.89	4.39	17.75	39.40
J-104	CRPT7-04	52.51	PVC	150	0.998	1.5	0.88	1.18	39.4	45.35
CRPT7-04	J-103	219.19	PVC	150	0.998	1.5	0.88	4.93	0	8.70
J-103	E	40.15	PVC	150	0.96	1.5	0.84	0.84	8.7	9.67

Tabla 5.15. Resultados en las uniones, Tramo: Reservorio-Punto E.

Label	Elevation (m)	Demand (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H ₂ O)	X (m)	Y (m)
RESERV.	2,016.93	1.247	2,016.93	0.00	634,689.93	9,487,031.05
A	2,004.65	1.247	2,015.23	10.58	634,646.02	9,487,054.95
CRPT7-01	1,961.93	1.147	2,012.06	50.13	634,551.94	9,487,108.65
CRPT7-02	1,909.93	1.147	1,957.19	47.26	634,422.67	9,487,196.73
CRPT7-03	1,864.93	1.147	1,903.46	38.53	634,203.48	9,487,231.91
C	1,845.10	1.147	1,862.85	17.75	634,132.53	9,487,231.04
J-104	1,819.06	1.010	1,858.46	39.4	633,943.06	9,487,214.64
CRPT7-04	1,811.93	0.998	1,857.28	45.35	633,891.91	9,487,226.55
J-103	1,798.30	0.998	1,807.00	8.70	633,693.28	9,487,307.24
E	1,795.93	0.960	1,805.60	9.67	633,661.75	9,487,332.10

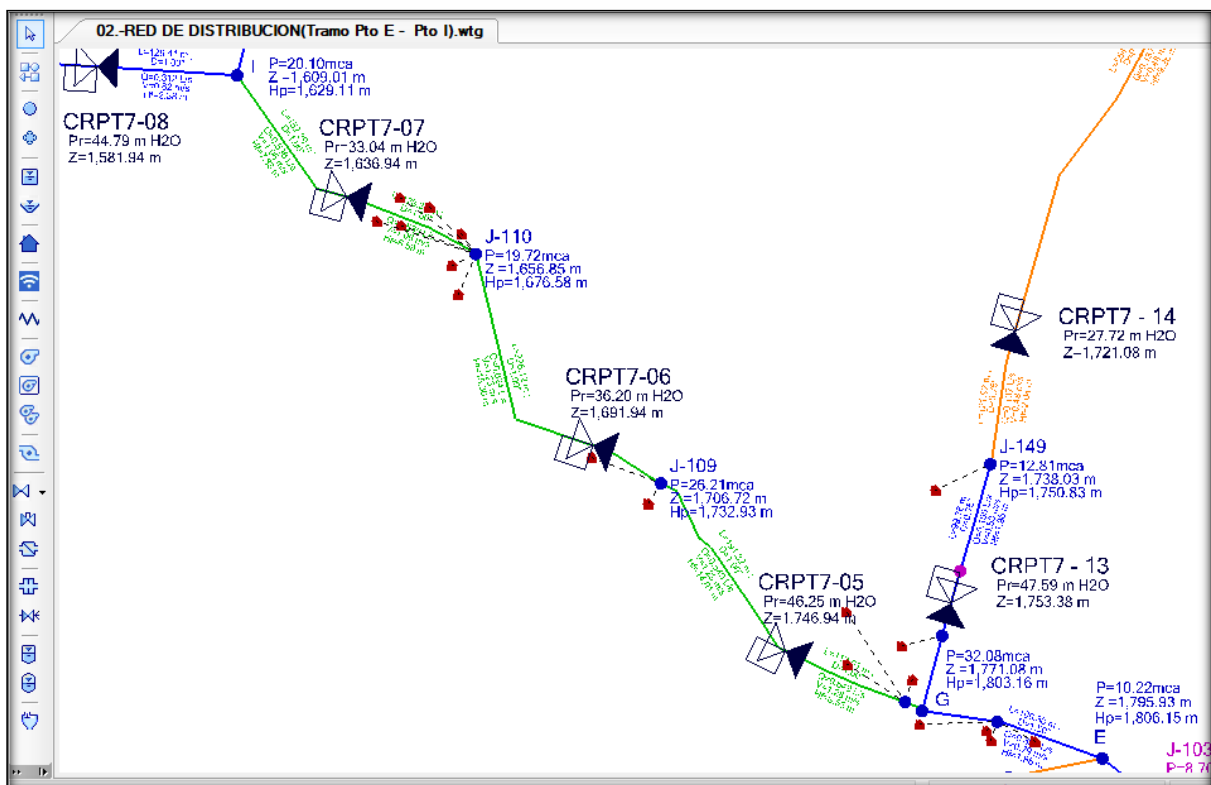


Figura 5.36 Red Principal Tramo: Punto E – Punto I.

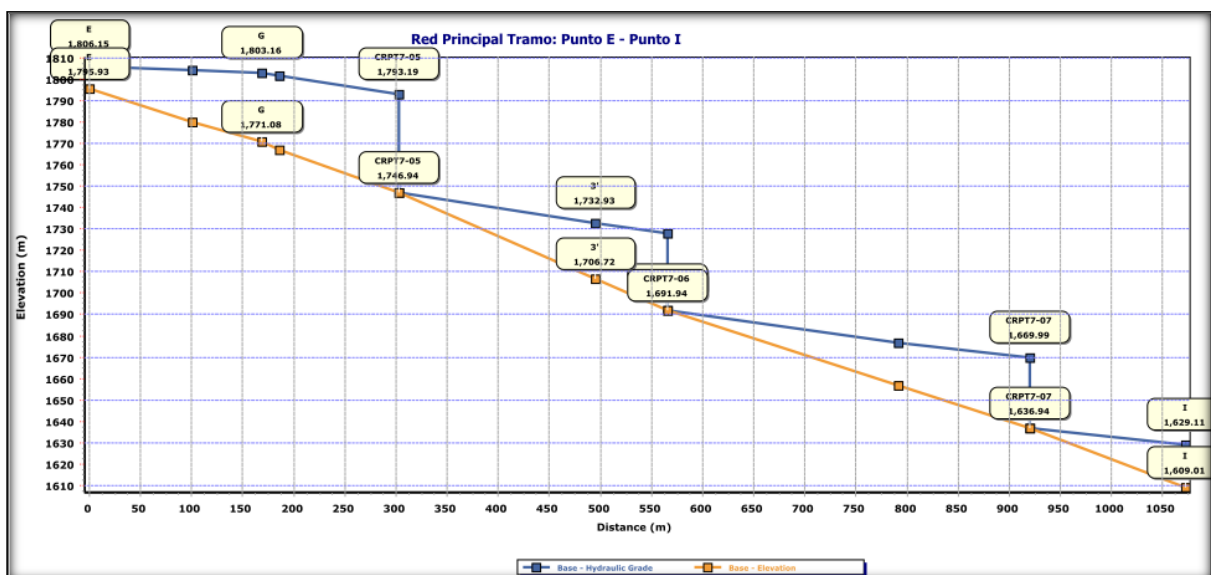


Figura 5.37 Perfil y gradiente hidráulica, Tramo: Punto E- Punto I.

*Tabla 5.16. Resultados en las tuberías, Tramo: Punto E- Punto I*

Start Node	Stop Node	Length (m)	Mat.	Hazen-Will. "C"	Flow (L/s)	Diam. (in)	Vel. (m/s)	Press. Loss (m H ₂ O)	Press. (Start) (m H ₂ O)	Press. (Stop) (m H ₂ O)
E	1'	100.38	PVC	150	0.898	1.50	0.79	1.86	9.67	24.12
1'	G	68.26	PVC	150	0.848	1.50	0.74	1.14	24.12	32.08
G	2'	17.51	PVC	150	0.686	1.00	1.35	1.42	32.08	34.83
2'	CRPT7-05	117.01	PVC	150	0.649	1.00	1.28	8.55	34.83	46.25
CRPT7-05	3'	191.82	PVC	150	0.649	1.00	1.28	14.01	0	26.21
3'	CRPT7-06	70.49	PVC	150	0.624	1.00	1.23	4.79	26.21	36.20
CRPT7-06	4'	226.12	PVC	150	0.624	1.00	1.23	15.36	0	19.72
4'	CRPT7-07	128.34	PVC	150	0.536	1.00	1.06	6.59	19.72	33.04
CRPT7-07	I	152.39	PVC	150	0.536	1.00	1.06	7.83	0	20.10

Tabla 5.17. Resultados en las uniones, Tramo: Punto E- Punto I.

Label	Elevation (m)	Demand (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H ₂ O)	X (m)	Y (m)
E	1,795.93	0.960	1,805.60	9.67	633,661.75	9,487,332.10
1'	1,780.18	0.898	1,804.30	24.12	633,567.11	9,487,365.28
G	1,771.08	0.848	1,803.16	32.08	633,499.52	9,487,374.83
2'	1,766.91	0.686	1,801.74	34.83	633,484.17	9,487,382.69
CRPT7-05	1,746.94	0.649	1,793.19	46.25	633,376.71	9,487,428.73
3'	1,706.72	0.649	1,732.93	26.21	633,264.51	9,487,579.31
CRPT7-06	1,691.94	0.624	1,728.14	36.20	633,203.20	9,487,613.35
4'	1,656.85	0.624	1,676.58	19.72	633,098.09	9,487,785.39
CRPT7-07	1,636.94	0.536	1,669.99	33.04	632,981.57	9,487,836.96
I	1,609.01	0.536	1,629.11	20.1	632,883.00	9,487,946.00

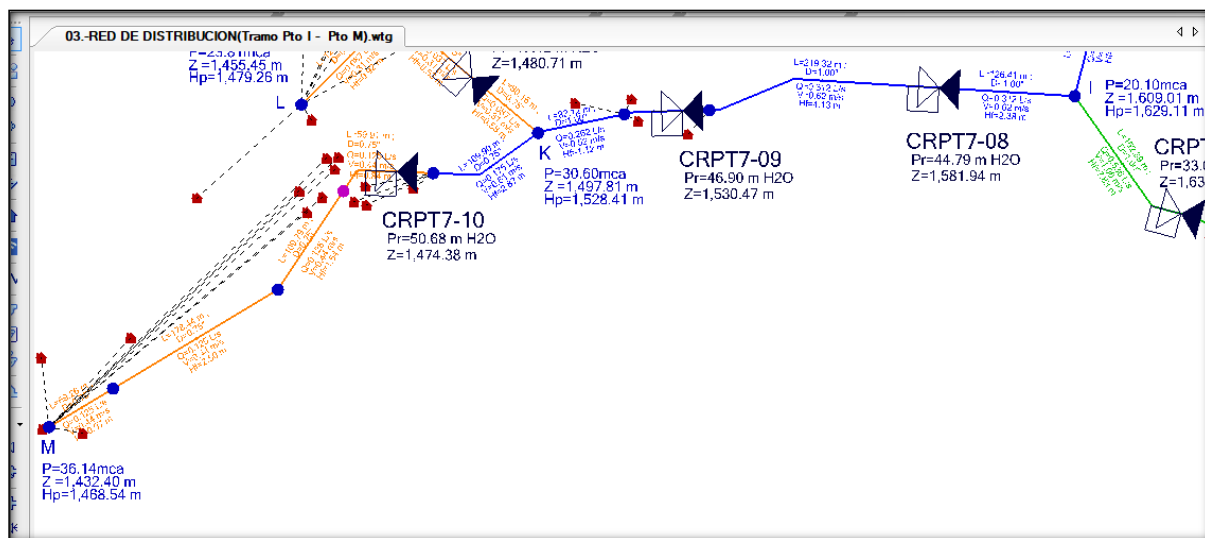


Figura 5.38 Red Principal Tramo: Punto I – Punto M.

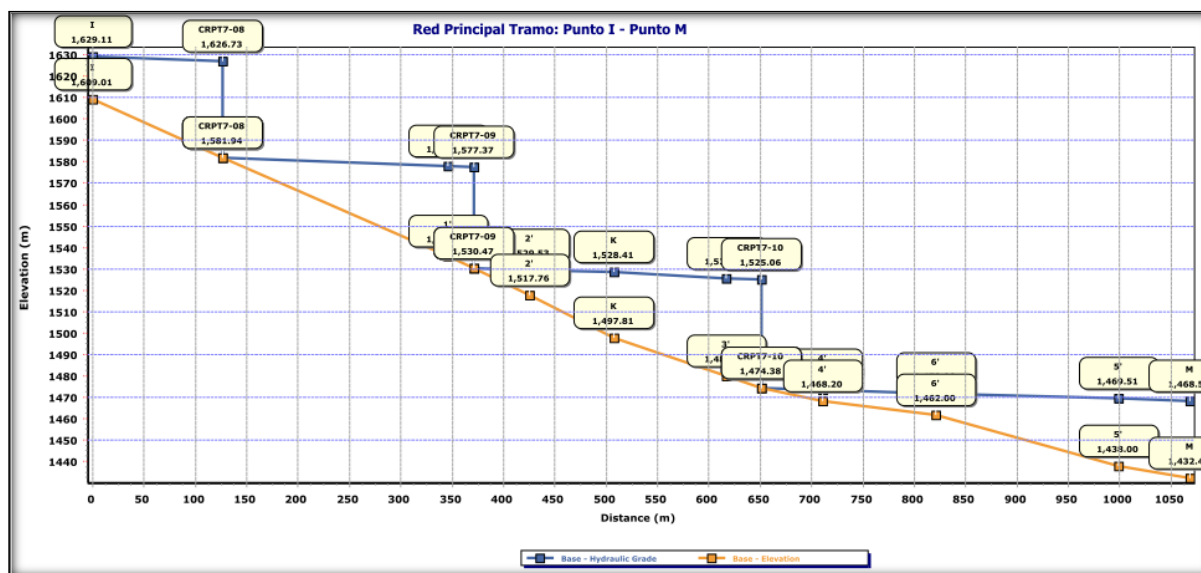


Figura 5.39 Perfil y gradiente hidráulica, Tramo: Punto I- Punto M.

**Tabla 5.18. Resultados en las tuberías, Tramo: Punto I- Punto M.**

Start Node	Stop Node	Length (m)	Mat.	Hazen-Will. "C"	Flow (L/s)	Diam. (in)	Vel. (m/s)	Press. Loss (m H ₂ O)	Press. (Start) (m H ₂ O)	Press. (Stop) (m H ₂ O)
I	CRPT7-08	126.41	PVC	150	0.312	1.00	0.62	2.38	20.1	44.79
CRPT7-08	1'	219.32	PVC	150	0.312	1.00	0.62	4.13	0	42.04
1'	CRPT7-09	25.18	PVC	150	0.299	1.00	0.59	0.44	42.04	46.90
CRPT7-09	2'	54.05	PVC	150	0.299	1.00	0.59	0.94	0	11.77
2'	K	82.12	PVC	150	0.262	1.00	0.52	1.12	11.77	30.60
K	3'	109.9	PVC	150	0.175	0.75	0.61	2.87	30.6	45.48
3'	CRPT7-10	33.92	PVC	150	0.125	0.75	0.44	0.47	45.48	50.68
CRPT7-10	4'	59.91	PVC	150	0.125	0.75	0.44	0.84	0	5.34
4'	6'	109.79	PVC	150	0.125	0.75	0.44	1.54	5.34	10.00
6'	5'	178.44	PVC	150	0.125	0.75	0.44	2.5	10	31.51
5'	M	69.26	PVC	150	0.125	0.75	0.44	0.97	31.51	36.14

Tabla 5.19. Resultados en las uniones, Tramo: Punto I- Punto M.

Label	Elevation (m)	Demand (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H ₂ O)	X (m)	Y (m)
I	1,609.01	0.536	1,629.11	20.10	632,883.00	9,487,946.00
CRPT7-08	1,581.94	0.312	1,626.73	44.79	632,756.82	9,487,953.73
1'	1,535.77	0.312	1,577.81	42.04	632,543.52	9,487,932.90
CRPT7-09	1,530.47	0.299	1,577.37	46.90	632,518.35	9,487,932.27
2'	1,517.76	0.299	1,529.53	11.77	632,464.54	9,487,929.16
K	1,497.81	0.262	1,528.41	30.60	632,384.42	9,487,911.87
3'	1,480.06	0.175	1,525.54	45.48	632,287.00	9,487,874.55
CRPT7-10	1,474.38	0.125	1,525.06	50.68	632,253.11	9,487,875.95
4'	1,468.20	0.125	1,473.54	5.34	632,203.65	9,487,857.88
6'	1,462.00	0.125	1,472.00	10.00	632,142.68	9,487,766.58
5'	1,438.00	0.125	1,469.51	31.51	631,989.64	9,487,674.80
M	1,432.40	0.125	1,468.54	36.14	631,930.25	9,487,639.17

5.7.3.2 Simulación y resultados – ramales.

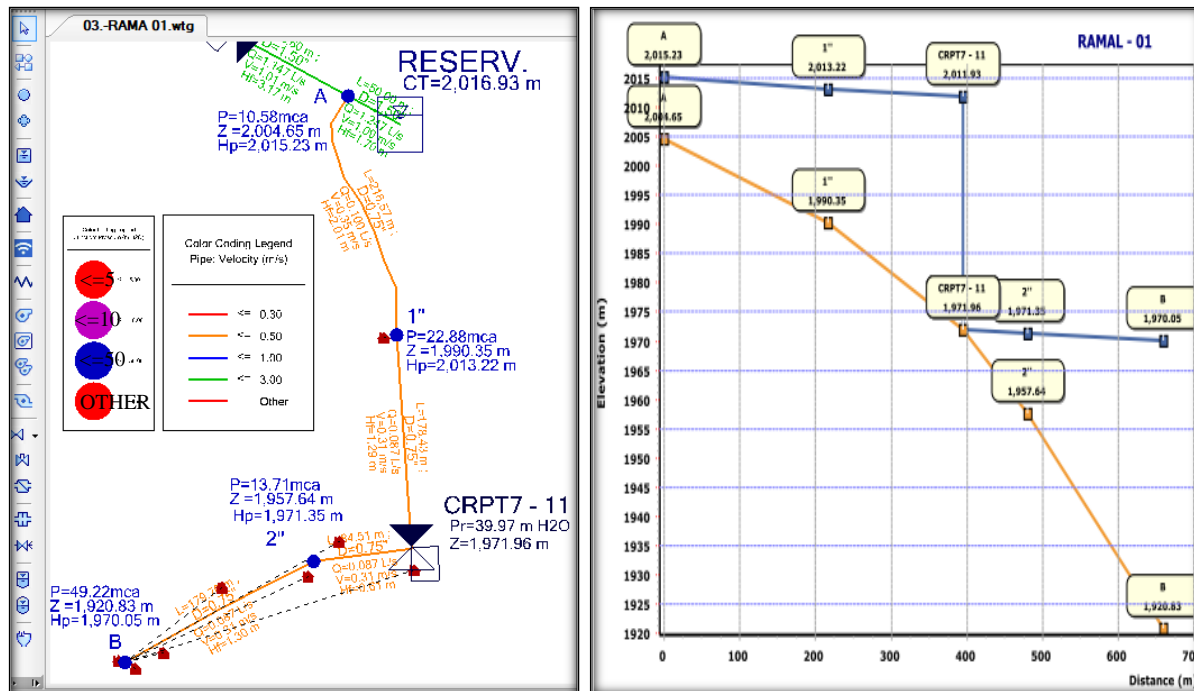


Figura 5.40 Ramal 01: Planta, Perfil y gradiente hidráulica

Tabla 5.20. Resultados en las tuberías: Ramal 01.

Start Node	Stop Node	Length (m)	Mat.	Hazen-Will. "C"	Flow (L/s)	Diam. (in)	Vel. (m/s)	Press. Loss (m H2O)	Press. (Start) (m H2O)	Press. (Stop) (m H2O)
A	1"	216.57	PVC	150	0.10	0.75	0.35	2.01	10.58	22.88
1"	CRPT7 - 11	178.43	PVC	150	0.10	0.75	0.31	1.29	22.88	39.97
CRPT7 - 11	2"	84.51	PVC	150	0.10	0.75	0.31	0.61	0	13.71
2"	B	179.7	PVC	150	0.10	0.75	0.31	1.3	13.71	49.22

Tabla 5.21. Resultados en las uniones: Ramal 01.

Label	Elevation (m)	Demand (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H2O)	X (m)	Y (m)
A	2,004.65	0.100	2,015.23	10.58	634,646.02	9,487,054.95
1"	1,990.35	0.100	2,013.22	22.88	634,686.84	9,486,854.30
CRPT7 - 11	1,971.96	0.100	2,011.93	39.97	634,699.24	9,486,676.30
2"	1,957.64	0.100	1,971.35	13.71	634,617.08	9,486,664.07
B	1,920.83	0.100	1,970.05	49.22	634,458.68	9,486,579.30

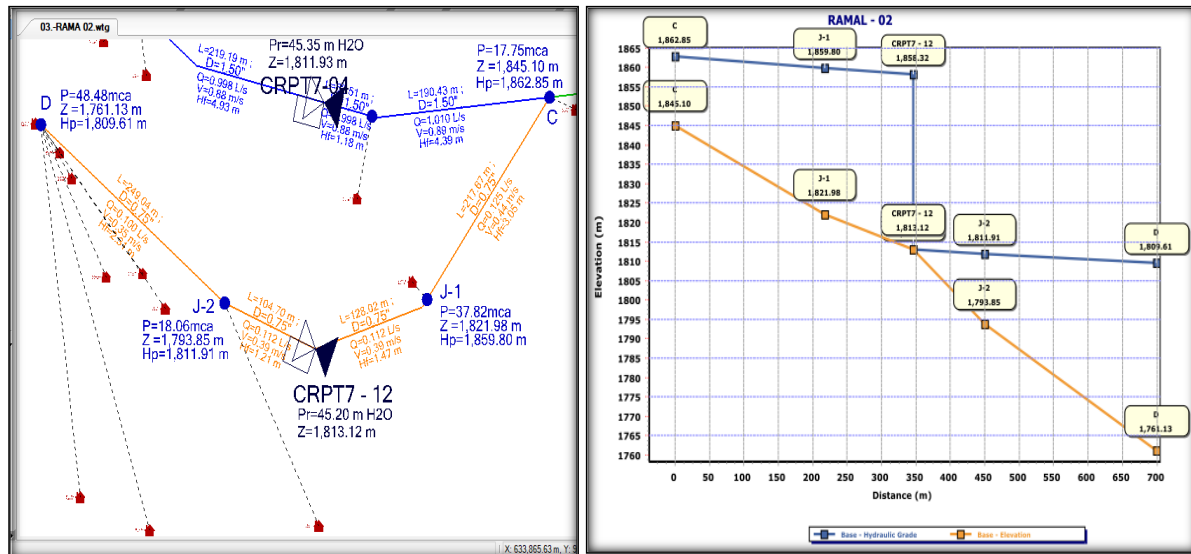


Figura 5.41 Ramal 02: Planta, Perfil y gradiente hidráulica.

Tabla 5.22. Resultados en las tuberías: Ramal 02.

Start Node	Stop Node	Length (m)	Mat.	Hazen-Will. "C"	Flow (L/s)	Diam. (in)	Vel. (m/s)	Press. Loss (m H2O)	Press. (Start) (m H2O)	Press. (Stop) (m H2O)
C	J-1	217.67	PVC	150	0.125	0.75	0.44	3.05	17.75	37.82
J-1	CRPT7 - 12	128.02	PVC	150	0.112	0.75	0.39	1.47	37.82	45.20
CRPT7 - 12	J-2	104.7	PVC	150	0.112	0.75	0.39	1.21	0	18.06
J-2	D	249.04	PVC	150	0.100	0.75	0.35	2.31	18.06	48.48

Tabla 5.23. Resultados en las uniones: Ramal 02.

Label	Elevation (m)	Demand (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H2O)	X (m)	Y (m)
C	1,845.10	1.147	1,862.85	17.75	634,132.53	9,487,231.04
J-1	1,821.98	0.125	1,859.80	37.82	634,001.82	9,487,056.99
CRPT7 - 12	1,813.12	0.112	1,858.32	45.20	633,882.74	9,487,014.42
J-2	1,793.85	0.112	1,811.91	18.06	633,785.76	9,487,053.91
D	1,761.13	0.100	1,809.61	48.48	633,589.72	9,487,207.49

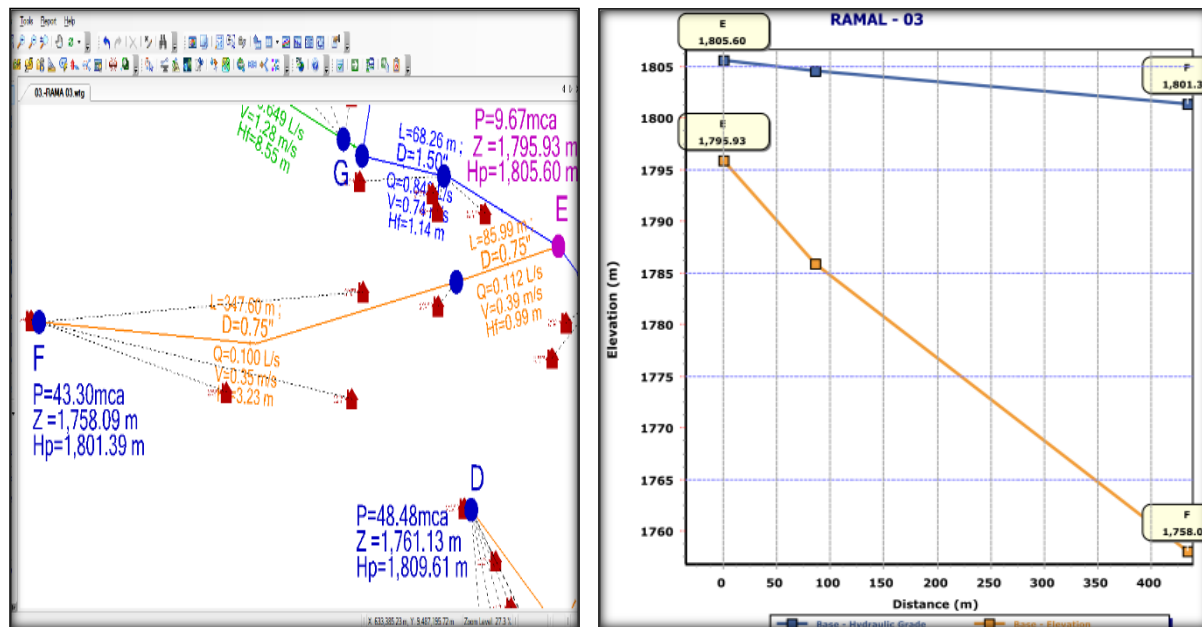


Figura 5.42 Ramal 03: Planta, Perfil y gradiente hidráulica.

Tabla 5.24. Resultados en las tuberías: Ramal 03.

Start Node	Stop Node	Length (m)	Mat.	Hazen-Will. "C"	Flow (L/s)	Diam. (in)	Vel. (m/s)	Press. Loss (m H ₂ O)	Press. (Start) (m H ₂ O)	Press. (Stop) (m H ₂ O)
E	J-1	85.99	PVC	150	0.112	0.75	0.39	9.7	9.67	18.67
J-1	F	347.6	PVC	150	0.100	0.75	0.35	31.6	18.67	43.30

Tabla 5.25. Resultados en las uniones: Ramal 03.

Label	Elevation (m)	Demand (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H ₂ O)	X (m)	Y (m)
E	1,795.93	0.960	1,805.60	9.67	633,661.75	9,487,332.10
J-1	1,785.94	0.112	1,804.61	18.67	633,577.44	9,487,315.24
F	1,758.09	0.100	1,801.39	43.30	633,232.68	9,487,296.30

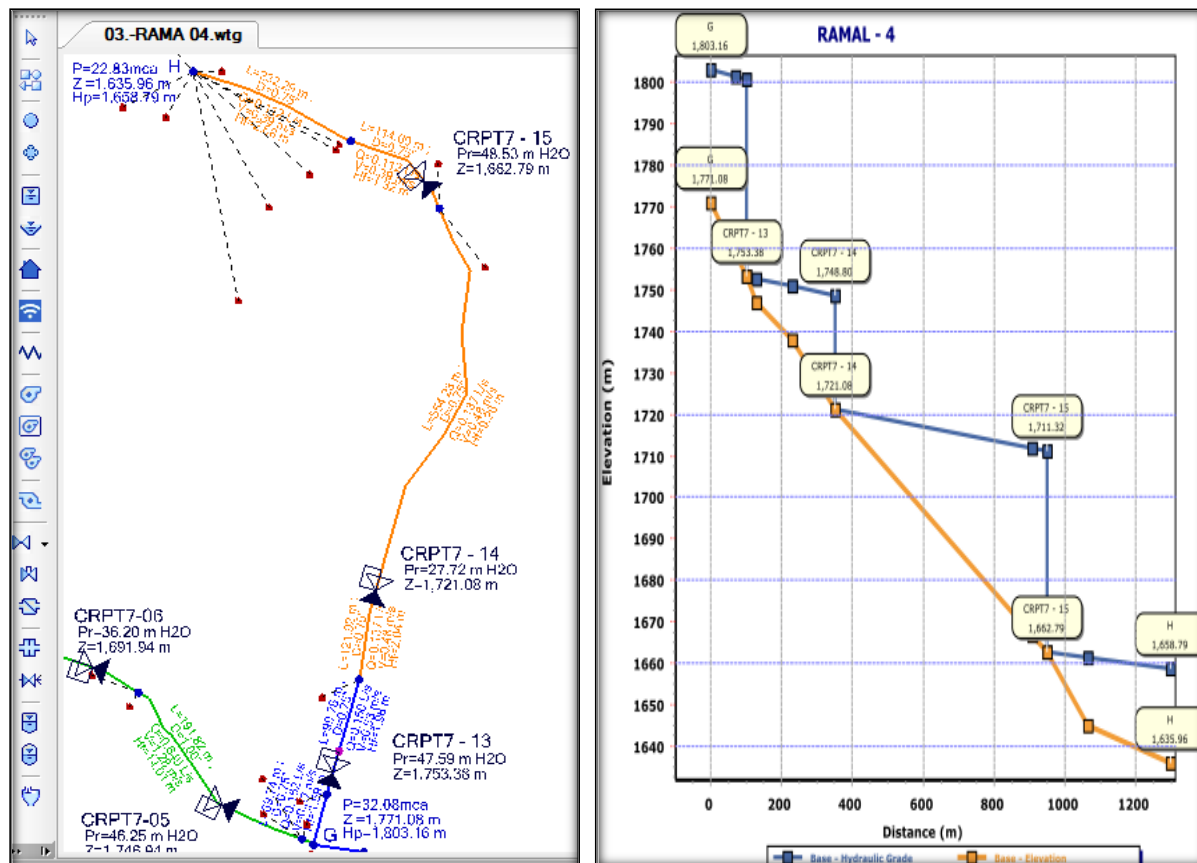


Figura 5.43 Ramal 04: Planta, Perfil y gradiente hidráulica.

Tabla 5.26. Resultados en las tuberías: Ramal 04.

Start Node	Stop Node	Length (m)	Mat.	Hazen-Will. "C"	Flow (L/s)	Diam. (in)	Vel. (m/s)	Press. Loss (m H ₂ O)	Press. (Start) (m H ₂ O)	Press. (Stop) (m H ₂ O)
G	J-148	69.74	PVC	150	0.162	0.75	0.57	1.59	32.08	42.79
J-148	CRPT7 - 13	30.62	PVC	150	0.150	0.75	0.53	0.6	42.79	47.59
CRPT7 - 13	J-107	29.97	PVC	150	0.150	0.75	0.53	0.59	0	5.79
J-107	J-149	99.76	PVC	150	0.150	0.75	0.53	1.96	5.79	12.81
J-149	CRPT7 - 14	121.92	PVC	150	0.137	0.75	0.48	2.04	12.81	27.72
CRPT7 - 14	J-118	554.23	PVC	150	0.137	0.75	0.48	9.26	0	45.02
J-118	CRPT7 - 15	43.77	PVC	150	0.112	0.75	0.39	0.5	45.02	48.53
CRPT7 - 15	J-119	114.6	PVC	150	0.112	0.75	0.39	1.32	0	16.47
J-119	H	232.29	PVC	150	0.112	0.75	0.39	2.68	16.47	22.83



Tabla 5.27. Resultados en las uniones: Ramal 04.

Label	Elevation (m)	Demand (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H ₂ O)	X (m)	Y (m)
G	1,771.08	0.848	1,803.16	32.08	633,499.52	9,487,374.83
J-148	1,758.78	0.162	1,801.57	42.79	633,517.57	9,487,442.20
CRPT7 - 13	1,753.38	0.150	1,800.97	47.59	633,525.53	9,487,471.76
J-107	1,747.00	0.150	1,752.79	5.79	633,533.80	9,487,500.57
J-149	1,738.03	0.150	1,750.83	12.81	633,560.99	9,487,596.55
CRPT7 - 14	1,721.08	0.137	1,748.80	27.72	633,583.27	9,487,716.20
J-118	1,666.80	0.137	1,711.82	45.02	633,668.60	9,488,228.67
CRPT7 - 15	1,662.79	0.112	1,711.32	48.53	633,647.47	9,488,266.50
J-119	1,645.00	0.112	1,661.47	16.47	633,549.83	9,488,319.14
H	1,635.96	0.112	1,658.79	22.83	633,338.10	9,488,412.35

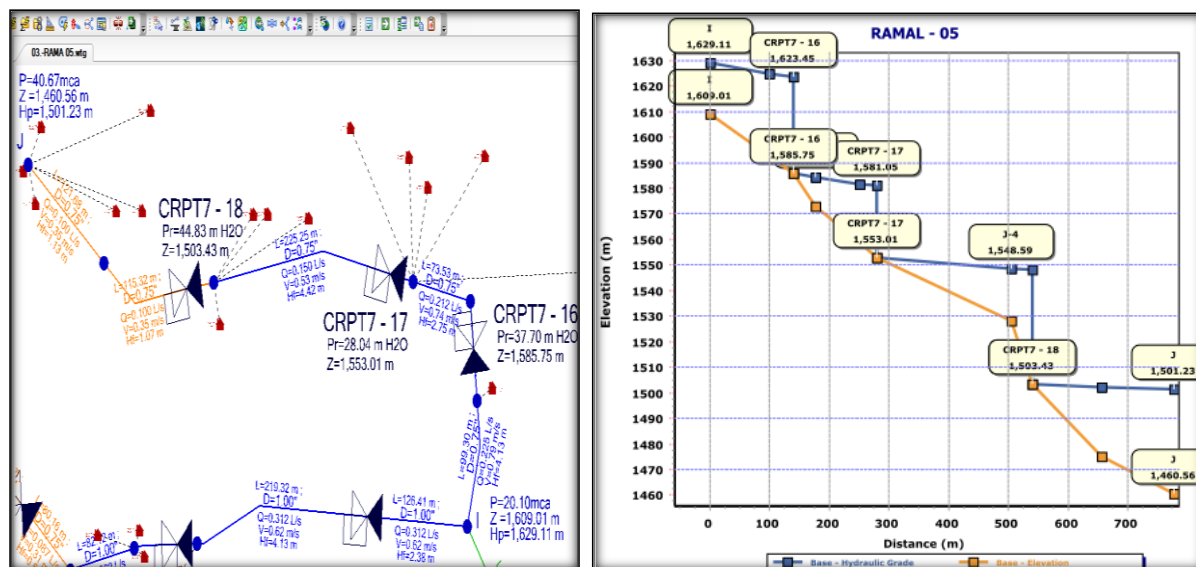


Figura 5.44 Ramal 05: Planta, Perfil y gradiente hidráulica.

Tabla 5.28. Resultados en las tuberías: Ramal 05.

Start Node	Stop Node	Length (m)	Mat.	Hazen-Will. "C"	Flow (L/s)	Diam. (in)	Vel. (m/s)	Press. Loss (m)	Press. (Start) (m)	Press. (Stop) (m)
I	J-1	99.3	PVC	150	0.225	0.75	0.79	4.13	20.1	32.45
J-1	CRPT7 - 16	40.85	PVC	150	0.212	0.75	0.74	1.53	32.45	37.7
CRPT7 - 16	J-2	36.46	PVC	150	0.212	0.75	0.74	1.36	0	11.61



J-2	J-3	73.53	PVC	150	0.212	0.75	0.74	2.75	11.61	22.91
J-3	CRPT7 - 17	29.86	PVC	150	0.150	0.75	0.53	0.59	22.91	28.04
CRPT7 - 17	J-4	225.25	PVC	150	0.150	0.75	0.53	4.42	0	20.32
J-4	CRPT7 - 18	34.76	PVC	150	0.100	0.75	0.35	0.32	20.32	44.83
CRPT7 - 18	J-5	115.32	PVC	150	0.100	0.75	0.35	1.07	0	27.36
J-5	J	121.68	PVC	150	0.100	0.75	0.35	1.13	27.36	40.67

Tabla 5.29. Resultados en las uniones: Ramal 05.

Label	Elevation (m)	Demand (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H ₂ O)	X (m)	Y (m)
I	1,609.01	0.536	1,629.11	20.10	632,883.00	9,487,946.00
J-1	1,592.53	0.225	1,624.98	32.45	632,895.36	9,488,043.08
CRPT7 - 16	1,585.75	0.212	1,623.45	37.70	632,890.83	9,488,083.67
J-2	1,572.78	0.212	1,584.39	11.61	632,886.89	9,488,119.92
J-3	1,558.72	0.212	1,581.63	22.91	632,814.91	9,488,134.92
CRPT7 - 17	1,553.01	0.150	1,581.05	28.04	632,785.69	9,488,141.10
J-4	1,528.27	0.150	1,548.59	20.32	632,564.39	9,488,134.31
CRPT7 - 18	1,503.43	0.100	1,548.26	44.83	632,529.95	9,488,129.56
J-5	1,475.00	0.100	1,502.36	27.36	632,426.49	9,488,149.34
J	1,460.56	0.100	1,501.23	40.67	632,331.35	9,488,225.20

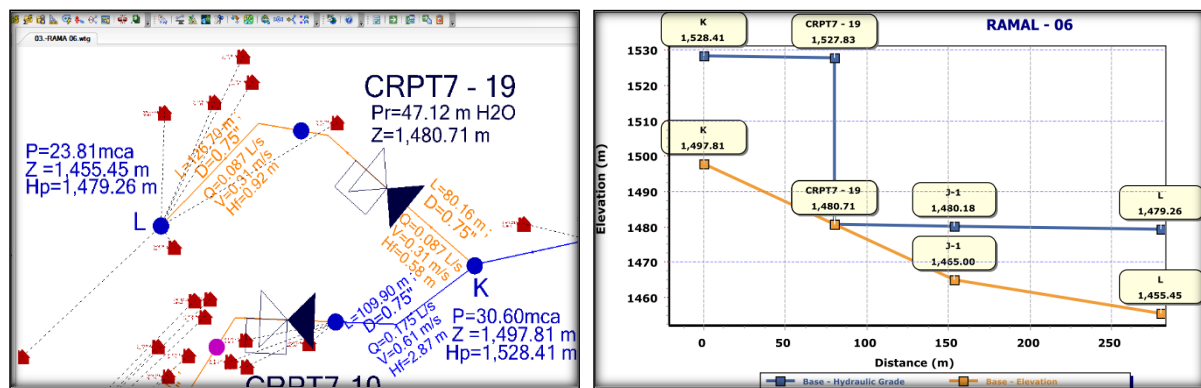


Figura 5.45 Ramal 06: Planta, Perfil y gradiente hidráulica.

**Tabla 5.30. Resultados en las tuberías: Ramal 06.**

Start Node	Stop Node	Length (m)	Mat.	Hazen-Will. "C"	Flow (L/s)	Diam. (in)	Vel. (m/s)	Press. Loss (m H ₂ O)	Press. (Start) (m H ₂ O)	Press. (Stop) (m H ₂ O)
K	CRPT7 - 19	80.16	PVC	150	0.100	0.75	0.31	0.58	30.6	47.12
CRPT7 - 19	J-1	73.16	PVC	150	0.100	0.75	0.31	0.53	0	15.18
J-1	L	126.7	PVC	150	0.100	0.75	0.31	0.92	15.18	23.81

Tabla 5.31. Resultados en las uniones: Ramal 06.

Label	Elevation (m)	Demand (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H ₂ O)	X (m)	Y (m)
K	1,497.81	0.262	1,528.41	30.60	632,384.42	9,487,911.87
CRPT7 - 19	1,480.71	0.100	1,527.83	47.12	632,322.83	9,487,963.18
J-1	1,465.00	0.100	1,480.18	15.18	632,262.88	9,488,001.40
L	1,455.45	0.100	1,479.26	23.81	632,164.64	9,487,938.22

5.8. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.

La modelación mediante el Software WaterCAD permite configurar la hoja de tal forma que los límites o parámetros establecidos por la norma sean representados mediante colores, esta configuración permite avanzar con el diseño ya que se puede visualizar y determinar qué los resultados cumplen con la norma de diseño. Finalmente, el programa permite extraer tablas cuyos resultados de velocidad, presión y los diámetros de cada tramo serán analizados a continuación:

- Según los resultados en la línea de conducción se utilizará tuberías de PVC de diferentes diámetros, el primer tramo será de 1 ½" y el segundo de 1". En la tabla se observa que los valores obtenidos cumplen con los parámetros y criterios de diseño establecidos por la norma técnica, la cual indica que los límites para la velocidad deben estar entre 0.60-3.00 m/s, la presión entre 10 – 50 m y el diámetro mínimo debe ser 1".



- La norma y guía de diseño determina que las redes de distribución deben conducir como mínimo el gasto del consumo máximo horario (Q_{mh}), el cual según el capítulo anterior debe ser igual a 1.222 l/s, pero la guía también señala que los tramos deben ser diseñados para conducir mínimo 0.10 l/s por lo que al completar este caudal en algunos ramales el gasto total de distribución se incrementó hasta un total de 1.247 l/s.
- Los resultados correspondientes a la red de distribución muestran que se utilizará tuberías de PVC de diferentes diámetros, en la red principal se proyectan diámetros de 1 ½", 1", ¾" y en los ramales se emplearan tuberías de PVC de ¾", los tramos cumplen con el diámetro mínimo para redes abiertas que según guía debe ser de ¾".
- Se observa que los resultados con respecto a las presiones de salida en la red principal como en los ramales cumplen con la guía y normas de diseño para sistemas de agua las cuales señalan que estas deben estar entre 5 y 10 m.c.a.
- Con respecto a las velocidades en las tuberías de distribución se evidencia que estas se encuentran entre 0.30 y 3 m/s con lo cual se está cumpliendo con la guía de diseño para sistemas de saneamiento rural.
- Se han proyectado la construcción de 01 cámara rompe presión en la línea de conducción y 19 cámara rompe presión en la red de distribución.



CAPÍTULO VI : DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA.

6.1. DISEÑO DE LA CAPTACIÓN.

Para el diseño de la captación se considera el estado más crítico de la estructura que es cuando la cámara está vacía ya que elimina el empuje pasivo generado por la presión hidrostática y actúa en sentido contrario al empuje del suelo originando que los efectos de esta sobre la estructura se reduzcan.

Para garantizar la estabilidad del muro al deslizamiento y al volteo existen factores de seguridad mínimos de 1.2 y 1.5 según el capítulo 6 de la norma E.020 - Cargas, para esta estructura se ha considerado un factor de seguridad de 1.5 para ambos efectos.

6.1.1. Características de los materiales.

Para el análisis estructural de la captación se han considerado las siguientes las siguientes características de los materiales:

- Concreto Armado: $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$; Tabla.(4.2) Norma E.060
- $E_c = 15000\sqrt{f'_c} = 250,998 \text{ kg/cm}^2$; Ecuac.(8-3) Norma E.060
- Acero de refuerzo: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- $E_s = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$.

6.1.2. Espesor de muro y losa de fondo.

Por las características de la estructura se ha considerado un espesor de losa de fondo de 20 cm y 15 cm para los muros de tal forma que se cumple con el recubrimiento mínimo para el acero de 7 y 5 cm dispuesto en 7.7.1 del ACI 350-06 para superficies de concreto en contacto con el agua.

6.1.3. Espesor de muro y losa de fondo.

Tabla 6.1. Datos y geometría para el diseño-Captación

DATOS Y GEOMETRÍA DE LA CAPTACIÓN		
$H_t =$	0.77 m.	Altura de la cámara húmeda
$H_s =$	0.47 m.	Altura del suelo
$b =$	1.10 m.	Ancho de pantalla
$e_m =$	0.15 m.	Espesor de muro
$e_b =$	0.20 m.	Espesor de losa de fondo
$\gamma_t =$	1850 kg/m ³	Peso específico del suelo
$T =$	0.75 m	Ancho de la base
$f =$	35 °	Angulo de rozamiento interno del suelo
$\mu = \text{Tan}(f) =$	0.70	Coefficiente de fricción
$\gamma_c =$	2400 kg/m ³	Peso específico del concreto
$\sigma_t =$	1.02 kg/cm ²	Capacidad admisible del terreno.

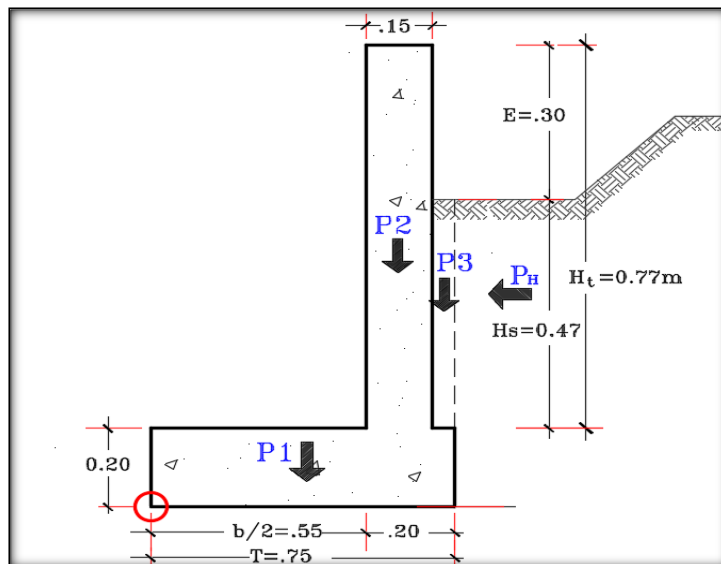


Figura 6.1 Geometría y cargas consideradas para el diseño.

6.1.4. Cargas.

Por las características de la captación se consideran para el análisis estructural las siguientes cargas:



- Carga muerta por efecto de la gravedad.
- Carga por presión lateral del suelo.

- **CARGA MUERTA (D):**

Para la estructura se han considerado las siguientes cargas permanentes:

▪ **Peso losa de fondo(P1):**

$$P1 = \gamma_c * L_{Losa} * e_b * T = 2,400 * 1 * .20 * (.75) = 360 \text{ kg}$$

▪ **Peso de Muro(P2):**

$$P2 = \gamma_c * L_{Muro} * e_{Mutro} * H_T = 2,400 * 1 * .15 * .77 = 277.20 \text{ kg}$$

▪ **Peso del suelo sobre losa de fondo(P3):**

$$P3 = \gamma_t * L * e * H_S = 1,850 * 1 * .05 * .47 = 43.48 \text{ kg}$$

- **CARGA POR PRESIÓN LATERAL DEL SUELO (PH):**

Esta carga está representada por el empuje que ejerce el suelo sobre las paredes de la captación, para determinar esta fuerza se debe seguir el siguiente procedimiento:

Como primer paso se debe calcular el coeficiente de empuje = C_{ah}

$$C_{ah} = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = 0.27; \quad \text{Para } \phi = f = 35^\circ$$

Para calcular el empuje del suelo se aplica la siguiente formula:

$$P_H = \frac{C_{ah} * \gamma_t * (H_s + e_b)^2}{2} = \frac{0.27 * 1850 * (0.47 + 0.20)^2}{2} =$$
$$P_H = 112.52 \text{ kgf.}$$

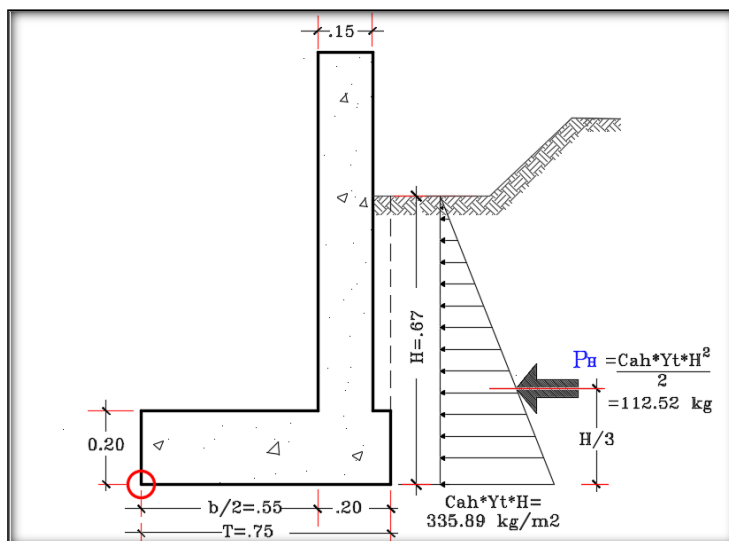


Figura 6.2 Empuje del suelo

6.1.5. Verificación de la estabilidad.

❖ Fuerzas y momentos resistentes:

Tabla 6.2. Fuerzas y Momentos Resistentes - Captación.

Fuerzas y Momentos Resistentes			
Elemento	Fuerza	Brazo de Palanca	Momento
- Peso losa de fondo: P1	360.00 kg	0.375	135 kg.m
- Peso de muro: P2	277.20 kg	0.625	173 kg.m
- Peso del suelo sobre losa de fondo: P3	43.48 kg	0.725	32 kg.m
$\sum F_v = P =$		$\sum M_r =$	
680.68 kg		339.77 kg.m	

❖ Fuerzas y momentos actuantes:

- La fuerza actuante está representada por el empuje del suelo cuyo valor se ha determinado anteriormente:

$$PH = 112.54 \text{ kgf.}$$



- El momento actuante de volteo respecto al cual se analiza la estabilidad tiene el siguiente valor:

$$M_o = PH * Y; \quad \text{donde } Y = H/3 = 0.67/3 = 0.223 \text{ m.}$$

$$M_o = 112.54 * 0.223 = \mathbf{25.13 \text{ kgf.m.}}$$

❖ **Factor de seguridad al deslizamiento:**

$$F.S \text{ AL DESLIZAMIENTO} = \frac{\mu * \sum F_v}{PH} \geq 1.50$$

$$\mu = \tan(\phi) = \tan 35^\circ = 0.70 \quad \text{Reemplazando se tiene:}$$

$$F.S \text{ AL DESLIZAMIENTO} = \frac{\mu * \sum F_v}{PH} = \frac{0.70 * 680.68}{112.54}$$

$$F.S \text{ AL DESLIZAMIENTO} = 4.24 \geq 1.50 \quad \mathbf{SI \text{ CUMPLE}}$$

❖ **Factor de seguridad al volteo:**

$$F.S \text{ AL VOLTEO} = \frac{\sum MR}{M_o} \geq 1.50$$

$$F.S \text{ AL VOLTEO} = \frac{\sum MR}{M_o} = \frac{339.77}{25.13}$$

$$F.S \text{ AL VOLTEO} = 13.50 \geq 1.50 \quad \mathbf{SI \text{ CUMPLE}}$$

6.1.6. Verificación de las presiones sobre el suelo.

Para evitar la inclinación del muro por asentamientos diferenciales la resultante de las presiones en el suelo debe actuar en el tercio central de la superficie resistente, para lo cual aplicamos el siguiente procedimiento:



$$X_o = \frac{\sum MR - M_o}{\sum F_v} = \frac{339.77 - 25.13}{680.68} = 0.46 \text{ m}$$

$$e = X_o - \frac{T}{2} = 0.46 - \frac{0.75}{2} = 0.09 \text{ m}$$

Para que la fuerza resultante este dentro del tercio central se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{T}{6} > e; \quad \text{donde } \frac{T}{6} = \frac{0.75}{6} = 0.125 \text{ m}$$

$$0.125 > 0.09$$

SI CUMPLE

Cumplida la condición que la fuerza resultante actúa en el tercio central se procede con el siguiente paso que es calcular las presiones sobre el terreno para verificar la estabilidad de la capacidad portante del terreno.

La base de la estructura está sometida a esfuerzos debido a la fuerza resultante y momento flector, para sumar ambas componentes se aplica la siguiente formula:

$$\sigma_{1,2} = \frac{P}{A_z} \pm \frac{M * C}{I} = \frac{P}{A_z} \left(1 \pm \frac{6 * e}{T} \right) < \sigma_t$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{680.68}{1 * 0.75} * \left(1 \pm \frac{6 * 0.09}{0.75} \right) * \frac{1}{10,000}$$

$$\sigma_1 = 0.15 \frac{Kg}{cm^2} < 1.02 \frac{Kg}{cm^2} \quad \textbf{SI CUMPLE}$$

$$\sigma_2 = 0.03 \frac{Kg}{cm^2} < 1.02 \frac{Kg}{cm^2} \quad \textbf{SI CUMPLE}$$

6.1.7. Cálculo del acero en muro de captación.

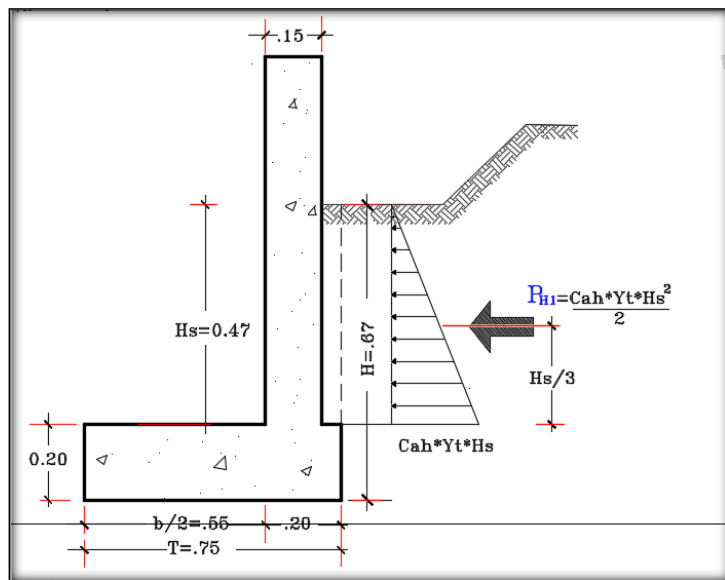


Figura 6.3 Empuje lateral del suelo sobre la pantalla.

- Momento último en la base del muro

$$M = \frac{P_{H1} * H_s}{3} = \left(\frac{Cah * Yt * H_s^2}{2} \right) * \frac{H_s}{3} = \frac{Cah * Y_s * H_s^3}{6} = 25.13 \text{ Kgf.m}$$

$$M_u = 1.7 * M = 42.72 \text{ Kgf-m;}$$

• Acero en muro de captación:

$$M_u = 42.72 \text{ Kgf-m ; } \rho = 0.0001$$

$$A_s = 0.0001 * 100 * (15-5) = 0.10 \text{ cm}^2$$

- Acero por retracción y temperatura.

Por estar en contacto con el agua se emplea la tabla 7.12.2.1 del ACI 350-06.

$$A_{st} = 0.003 * b_w * H_s = 0.003 * 100 * 15 = 4.50 \text{ cm}^2$$

- Como $A_{st} > A_s$ entonces:



$$S = (b \cdot A_{\text{var.}}) / (A_{\text{st}}) = (1 \cdot 0.71) / (4.50) = 0.16 \text{ m}$$

01 malla de acero de Ø 3/8'' @ 0.16 m.

- **Acero en losa de fondo en captación:**

Por las dimensiones y cálculos obtenidos se usará acero mínimo en la losa de fondo:

- Acero por retracción y temperatura.

De la tabla 7.12.2.1 del ACI 350-06.

$$A_{\text{st}} = 0.003 \cdot b_w \cdot H = 0.003 \cdot 100 \cdot 20 = \mathbf{6.00 \text{ cm}^2}$$

- $S = (b \cdot A_{\text{var.}}) / (A_{\text{st}}) = (1 \cdot 0.71) / (6) = 0.16 \text{ m}$

01 malla de acero de Ø 3/8'' @ 0.12 m.

6.2. DISEÑO DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO.

El análisis estructural del reservorio apoyado con capacidad de 13 m³ se realizó con un software de ingeniería estructural (SAP2000 – Versión 20.2.). La estructura fue analizada mediante un modelo tridimensional. En el análisis se supuso un comportamiento lineal y elástico.

Los elementos de concreto armado (losa, muros y cimentación) se modelaron con elementos tipo Shell. El modelo se analizó considerando sólo los elementos estructurales, sin embargo, los elementos no estructurales han sido ingresados en el modelo como carga que actúa sobre los elementos estructurales debido a que no contribuyen a dar rigidez y resistencia al reservorio.

6.2.1. Características de los materiales.



Para efectos del análisis realizado al reservorio, se han adoptado para los elementos estructurales los valores indicados a continuación:

- Concreto Armado: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ Tabla. (4.2) Norma E.060
- $E_c = 15000\sqrt{f'c} = 250,998 \text{ kg/cm}^2$ Ecuac.(8-3) Norma E.060
- Acero de refuerzo: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- $E_s = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$.

6.2.2. Cargas.

Según el código del ACI 350-06 y de acuerdo con las características de un reservorio apoyado se consideran para el análisis de la estructura las siguientes cargas:

- Carga muerta (D)
- Carga Viva (L)
- Carga de sismo (E)
- Carga por presión lateral del fluido (F)

Estas cargas son producto del efecto de gravedad, sismo y cargas debido a la presión hidrostática del agua.

CARGA MUERTA (D):

Son consideradas de acuerdo como indica en el R.N.E, Norma de Cargas E-020, y según esta los elementos del reservorio tienen los siguientes pesos propios:

- Peso del concreto armado $= 2,400 \text{ kg/m}^3$.
- Peso Muros de Albañilería Maciza $= 2,400 \text{ kg/m}^3$.
- Peso de Losa Maciza ($e=0.15 \text{ m}$) $= 360 \text{ kg/m}^2$.
- Peso de Acabados $= 100 \text{ kg/m}^2$.
- Peso del Clorador $= 66 \text{ kg/m}^2$.

**CARACTERÍSTICAS DEL CLORADOR:**

Largo del clorador	1.05 m
Ancho del clorador	0.80 m
Espesor de losa de clorador	0.10 m
Altura de muro de clorador	1.22 m
Espesor de muro de clorador	0.10 m
Peso de bidón de agua	60.00 kg
Peso de clorador	978.96 kg
Peso de clorador por m2 de techo	66 kg/m2

- CARGA VIVA (L):

Se ha considerado una sobrecarga de 100 Kg/m² (techos).

- CARGA DE SISMO (E):

La carga de sismo está representada por las cargas dinámicas laterales, las cuales fueron determinadas en el capítulo anterior, además por ser el reservorio cuadrado los valores de estos son los mismos para determinar el sismo en la dirección “X” como en “Y”.

CARGAS LATERALES DINÁMICAS			
		Presión de Fondo (Ymín. = 0)	Presión superficial (Ymáx. =1.25m)
2	Presión lateral por sismo vertical: Phy	262.5 kg/m2	0.0 kg/m2
3	Presión de carga impulsiva: Piy	888.7 kg/m2	130.5 kg/m2
4	Presión de carga convectiva: Pcy	446.3 kg/m2	851.0 kg/m2
		Presión de Fondo (Ymín. = 0)	Presión superficial (Ymáx. =1.75m)
5	Presión de carga inercial del muro: Pwy	218.3 kg/m2	218.3 kg/m2



Según 4.1 del ACI 350.3-01, los muros serán diseñados para las presiones sísmicas provenientes de la fuerza de inercia del muro, presión hidrodinámica impulsiva y convectiva y los efectos de la aceleración vertical. Estas presiones sísmicas según 3.3.3 del ACI 350.3-01 deben ser combinadas bajo el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS)., entonces:

$$E = \sqrt{(p_{iy} + p_{wy})^2 + p_{cy}^2 + p_{hy}^2}$$

Para poder ingresar las presiones a las paredes del reservorio, el programa SAP 2000 presenta la siguiente ecuación para definir la forma que tiene esta sobre las paredes:

$$P = CZ + D; \text{ para un sistema 3D del SAP 2000; } \quad \text{donde } Z=Y$$

Para cada presión (P), se tendrá 02 ecuaciones; reemplazando y despejando valores se tienen los siguientes resultados para C y D los cuales se ingresan al programa:

P = CZ + D		C = (P-D) /Z; Si Z = 1.25	Si Z = 0; D = P
		C	D
2	Presión lateral por sismo vertical: Phy	-210.00	262.5
3	Presión de carga impulsiva: Piy	-606.59	888.7
4	Presión de carga convectiva: Pcy	323.80	446.3
		Si Z = 1.75	Z = 0
5	Presión de carga inercial de muros: Pwy	0.00	218.3

- CARGA POR PRESIÓN LATERAL DEL FLUIDO (F):

Esta carga está representada por la presión hidrostática, y según el cálculo del capítulo anterior tiene el siguiente valor:

$$q_{hy} = \gamma_{\text{agua}} * (HL - y)$$

Nº	Descripción	Presión de Fondo (Y=0)	Presión superficial (Y=1.25m)
1	<i>Presión hidrostática del agua:</i> $q_{hy} = F$	1,250 kg/m2	0.0 kg/m2



Se calcula los valores de C y D para ingresar al programa SAP 2000:

P = CZ + D		Si Z = 1.25; C = (P-D) /Z	Si Z = 0; D = P
		C	D
1	Presión hidrostática: F	-1000.00	1250.0

6.2.3. Combinaciones de cargas de diseño en concreto armado

De acuerdo con la Norma E.060 CONCRETO ARMADO, para determinar la resistencia nominal requerida, se emplean las siguientes combinaciones de cargas:

Combinación 1: 1.40 D + 1.70 L + 1.70 F.

Combinación 2: 1.25 D + 1.25 L + 1.25 F ± E.

Combinación 3: 0.90 D ± E.

Donde: D (Carga Muerta), L (Carga Viva), F (Empuje de Líquido) y E (Carga por Sismo).

$$E = \sqrt{(p_{iy} + p_{wy})^2 + p_{cy}^2 + p_{hy}^2}$$

Se ingresa como la Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS); a continuación, se establecen los factores de reducción de resistencia establecidos en la norma E.060 de concreto armado:

Tabla 6.3. Factores de Reducción de Resistencia.

Solicitud	Factor f de Reducción
- Flexión	0.90
- Tracción y tracción + Flexión	0.90
- Cortante y Torsión	0.85
- Compresión y Flexo compresión	0.70

6.2.4. Modelación del reservorio en el programa de análisis.

Se asignó las cargas de gravedad tanto como carga muerta y viva, así como las presiones hidrodinámicas e hidrostáticas para el cálculo de los momentos y cortantes últimos actuantes en los muros y losas del reservorio para el diseño estructural.

Cargas de gravedad asignadas a losa de techo:

- Acabados $= 100 \text{ kg/m}^2$
- Carga de cabina de Clorador $= 66 \text{ kg/m}^2$, como carga distribuida en losa.
- Carga Viva $= 100 \text{ kg/m}^2$

6.2.4.1. Configuración del SAP 2000.

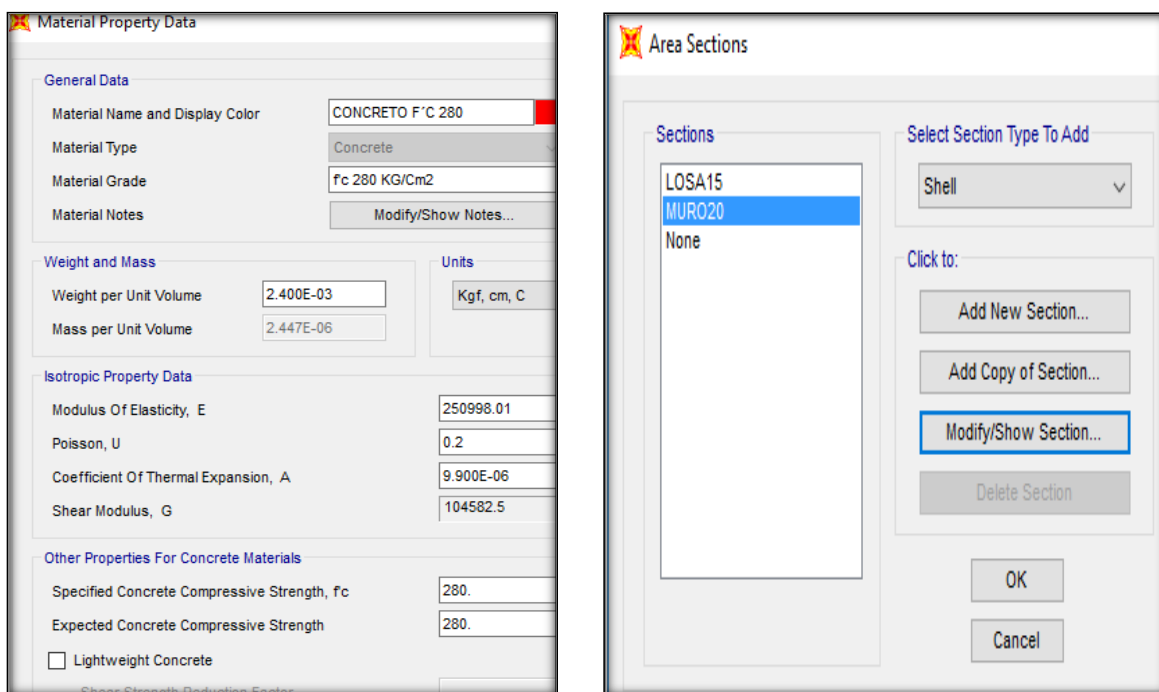




Figura 6.4 Configuración de las propiedades de los materiales-SAP 2000

6.2.4.2. Configuración de los tipos de carga.

 Define Load Patterns

Load Patterns

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
Phy(P.SISMO) _ Y	Quake	0	None
D(CM)	Dead	1	
L(CV)	Live	0	
F(P.HDR.)	Other	0	
Piy(P.IMP.) _ X	Quake	0	None
Pwy(P.MURO) _ X	Quake	0	None
Pcy(P.CONV.) _ X	Quake	0	None
Phy(P.SISMO) _ X	Quake	0	None
Piy(P.IMP.) _ Y	Quake	0	None
Pcy(P.CONV.) _ Y	Quake	0	None
Phy(P.SISMO) _ Y	Quake	0	None

 Define Load Cases

Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
D	Linear Static
L	Linear Static
F	Linear Static
Piy _ X	Linear Static
Pwy _ X	Linear Static
Pcy _ X	Linear Static
Phy _ X	Linear Static
Piy _ Y	Linear Static
Pcy _ Y	Linear Static
Phy _ Y	Linear Static
Pwy _ Y	Linear Static
Piy _ X + Pwy _ X	Linear Static
Piy _ Y + Pwy _ Y	Linear Static

Figura 6.5 Configuración de los tipos de carga.



Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Pcy _ X	Linear Static	1.
Pcy _ X	Linear Static	1.
Ppy _ X	Linear Static	1.
Ppy _ X + Pwy _ X	Linear Static	1.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Ppy _ Y + Pwy _ Y	Linear Static	1.
Ppy _ Y + Pwy _ Y	Linear Static	1.
Ppy _ Y	Linear Static	1.
Pcy _ Y	Linear Static	1.

Figura 6.6 Configuración de la carga sísmica.

6.2.4.3 Combinaciones de Carga

Define Load Combinations

Load Combinations

- E(Sismo) _ X
- E(Sismo) _ Y
- COMB1
- COMB2_X
- COMB3_X
- COMB4_Y
- COMB5_Y
- COMB6_X
- COMB7_X
- COMB8_Y
- COMB9_Y
- ENVOL _ X
- ENVOL _ Y
- ENVOL.
- CARGA. SERVICIO X
- CARGA. SERVICIO Y

Define Load Combinations

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
D	Linear Static	1.4
D	Linear Static	1.4
L	Linear Static	1.7
F	Linear Static	1.7

Define Load Combinations

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
E(Sismo) _ X	Combination	1.
D	Linear Static	1.25
L	Linear Static	1.25
F	Linear Static	1.25
E(Sismo) _ X	Combination	1.



COMB3_X

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
D	Linear Static	1.25
L	Linear Static	1.25
F	Linear Static	1.25
E(Sismo) _ X	Combination	-1.

COMB4_Y

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
D	Linear Static	1.25
L	Linear Static	1.25
F	Linear Static	1.25
E(Sismo) _ Y	Combination	1.

COMB5_Y

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
D	Linear Static	1.25
L	Linear Static	1.25
F	Linear Static	1.25
E(Sismo) _ Y	Combination	-1.

COMB6_X

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
D	Linear Static	0.9
L	Linear Static	0.9
F	Linear Static	1.25
E(Sismo) _ X	Combination	1.

COMB7_X

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
D	Linear Static	0.9
L	Linear Static	0.9
F	Linear Static	1.25
E(Sismo) _ X	Combination	-1.

COMB8_Y

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
D	Linear Static	0.9
L	Linear Static	0.9
F	Linear Static	1.25
E(Sismo) _ Y	Combination	1.

Figura 6.7 Combinaciones de carga.



Top-Left Screenshot: ENVOL_X

Load Combination Name: (User-Generated) ENVOL_X

Notes: Modify/Show Notes

Load Combination Type: Envelope

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Case

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
COMB1	Combination	1.
COMB1	Combination	1.
COMB2_X	Combination	1.
COMB3_X	Combination	1.
COMB6_X	Combination	1.
COMB7_X	Combination	1.

Top-Right Screenshot: ENVOL_Y

Load Combination Name: (User-Generated) ENVOL_Y

Notes: Modify/Show Notes

Load Combination Type: Envelope

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Case

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
COMB1	Combination	1.
COMB1	Combination	1.
COMB4_Y	Combination	1.
COMB5_Y	Combination	1.
COMB8_Y	Combination	1.
COMB9_Y	Combination	1.

Bottom-Left Screenshot: CARGA. SERVICIO X

Load Combination Name: (User-Generated) CARGA. SERVICIO X

Notes: Modify/Show Notes

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Case

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
D	Linear Static	1.
D	Linear Static	1.
F	Linear Static	1.
L	Linear Static	1.
E(Sismo)_X	Combination	1.

Bottom-Right Screenshot: CARGA. SERVICIO Y

Load Combination Name: (User-Generated) CARGA. SERVICIO Y

Notes: Modify/Show Notes

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Case

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
D	Linear Static	1.
D	Linear Static	1.
F	Linear Static	1.
L	Linear Static	1.
E(Sismo)_Y	Combination	1.

Figura 6.8 Envoltentes y carga de servicio

6.2.4.4 Ingreso de Presiones

Después de discretizar los muros se procede a seleccionar las juntas a las cuales previamente se les define su nombre para después asignarle un patrón de datos. Finalmente, a este conjunto de juntas se les consigna las cargas o presiones estáticas y dinámicas.

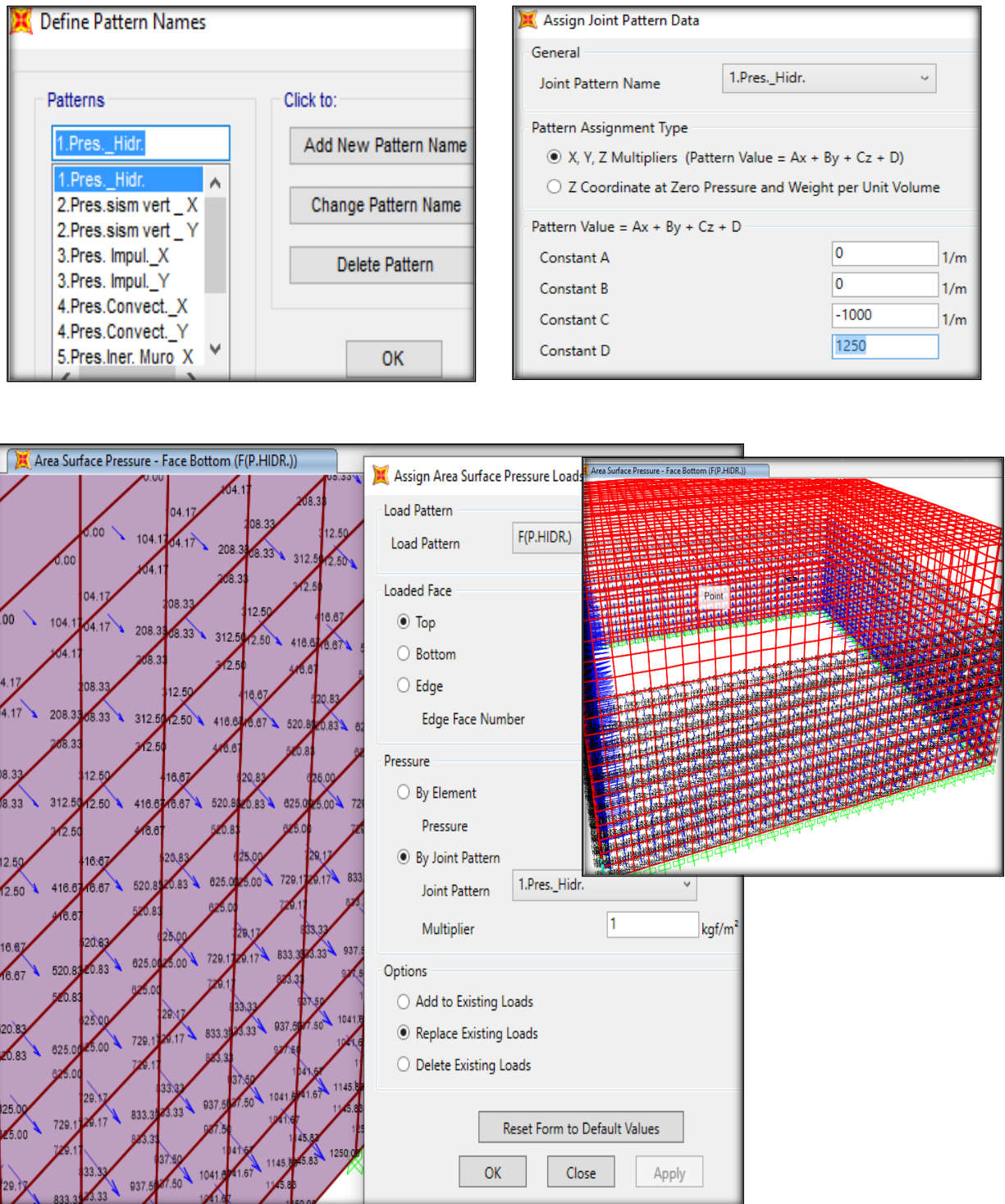


Figura 6.9 Presión Hidrostática

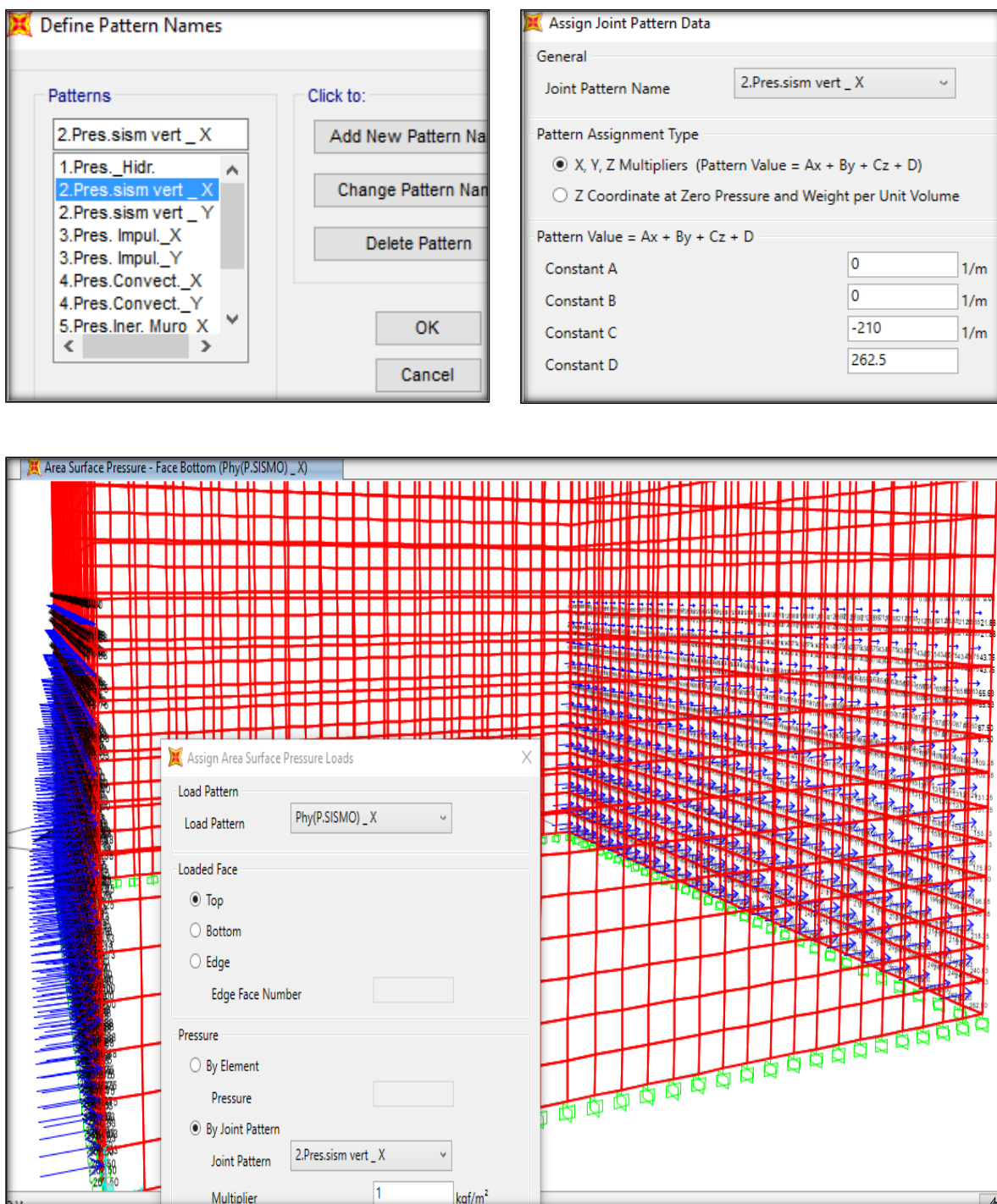


Figura 6.10 Presión por sismo vertical.

6.2.4.5 Deformaciones

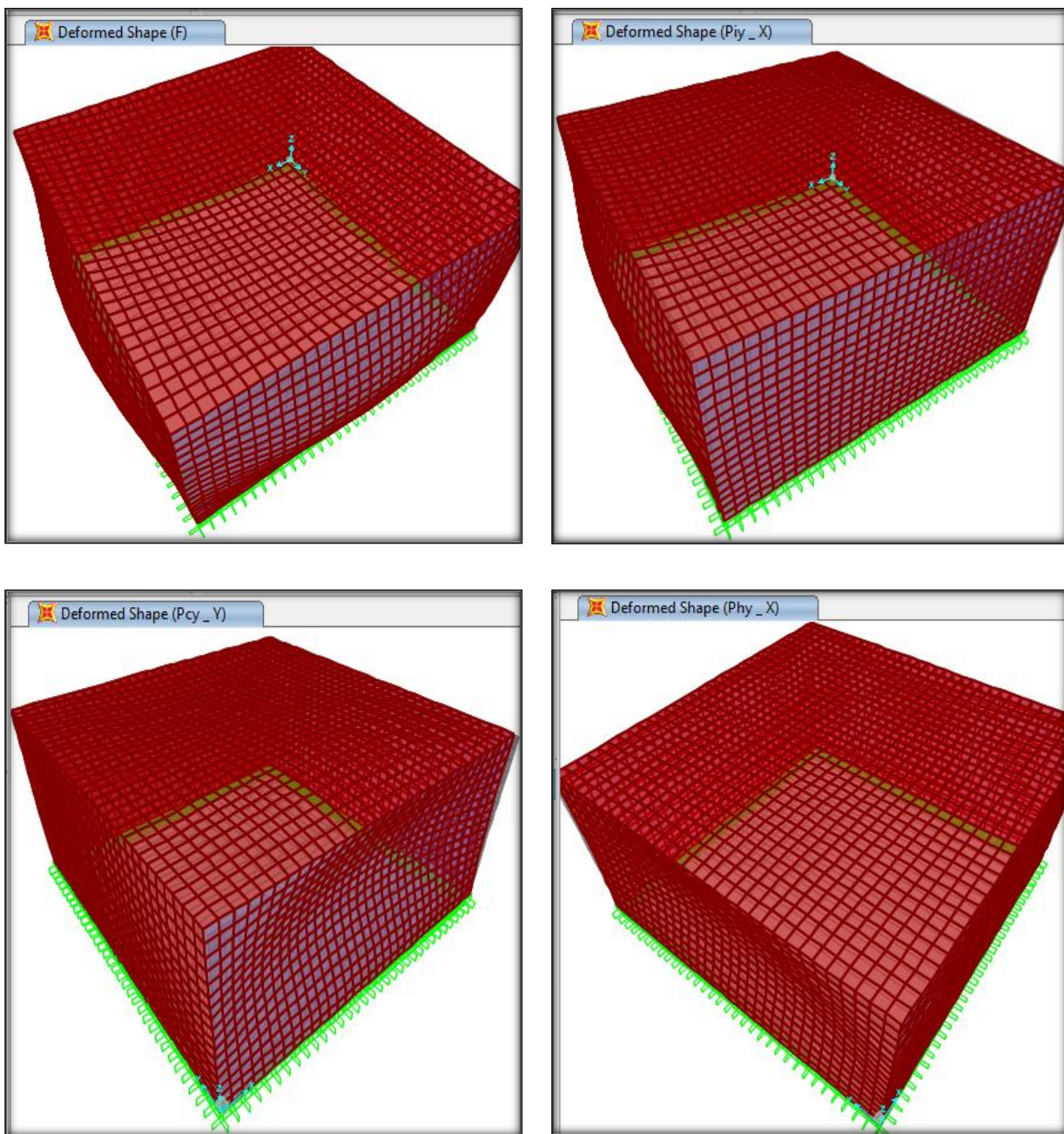


Figura 6.11 Deformación por presiones hidrostáticas y dinámicas.

6.2.5. Desplazamiento lateral y deriva.

Antes de diseñar los elementos del reservorio se debe verificar que la distorsión de la estructura (deriva), se encuentre dentro de los límites para este tipo de estructuras. La norma E.030 de diseño sismorresistente que es aplicable solo para edificaciones señala que para el caso de estructuras que tienen un comportamiento sísmico diferente se puede usar la norma en lo que sea aplicable, entonces por ser una estructura pequeña se hará una comparación con una estructura compuesta por muros estructurales, en caso contrario se requieren consideraciones adicionales para aplicar la norma.

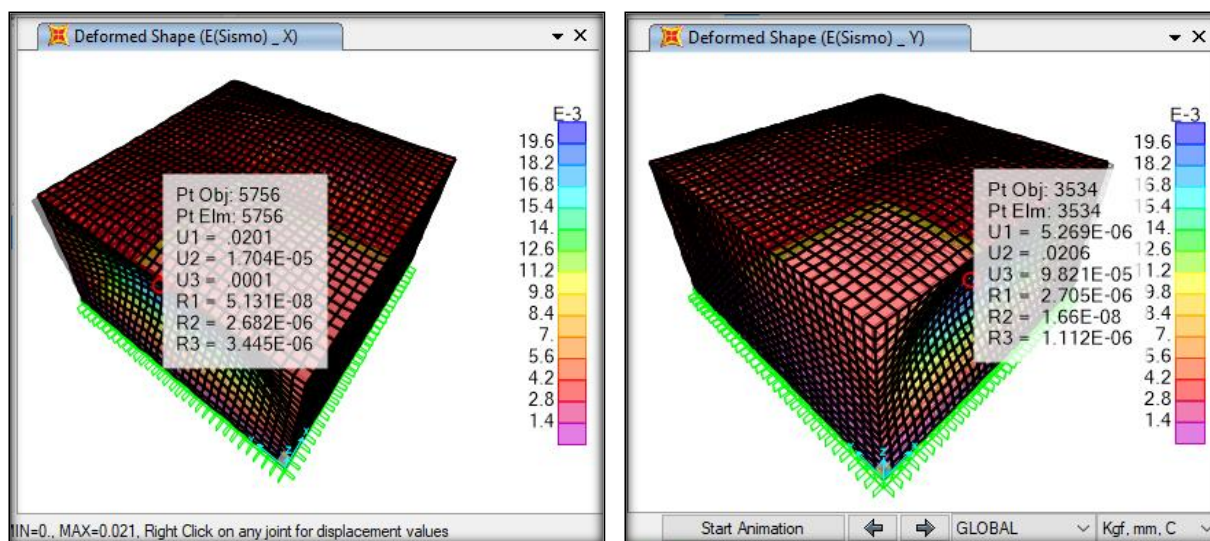


Figura 6.12 Desplazamiento por sismo.

- Del gráfico se observa que el desplazamiento máximo de la estructura por sismo en la dirección “X” y “Y” es de 0.021 mm.
- Si consideramos el comportamiento de esta estructura como una estructura compuesta por muros estructurales ya que absorben más del 70 % del cortante en la base, le corresponde un $R=6$. De acuerdo con 5.1 de la norma E.030, para determinar los desplazamientos laterales para estructuras regulares se debe multiplicar por $0.75 R$ los resultados obtenidos del análisis lineal, entonces:

$$0.75 R = 0.75 \times 6 = 4.5$$

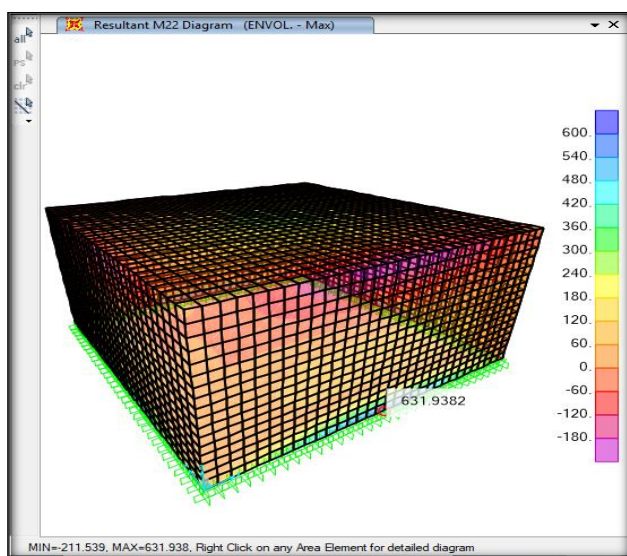
- En base a lo expuesto se calcula la deriva del reservorio:

$$\frac{\Delta i}{hi} = \frac{4.5 * 0.021}{1825} = 0.0001$$

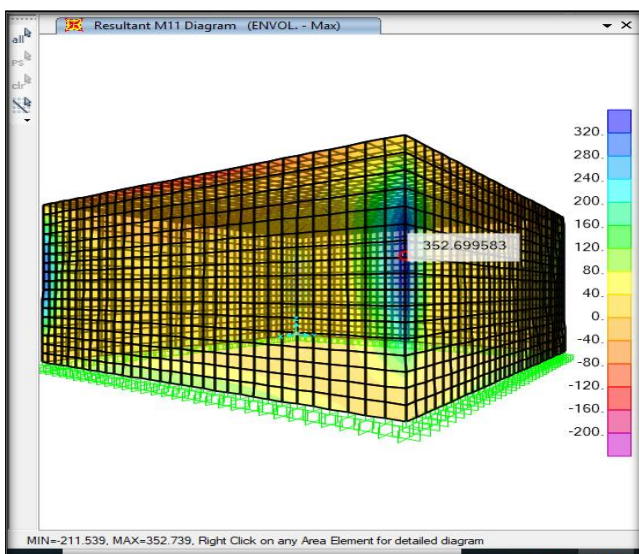
- Según resultado la deriva es 0.0001 mucho menor de 0.007 que establece la norma como límite para estructuras de concreto armado lo cual muestra que la estructura ofrece adecuados resultados de rigidez y resistencia sísmica.

6.2.6. Diagrama de Momentos

Diagrama de Momento de Flexión en Muros del Reservorio de 13 M3



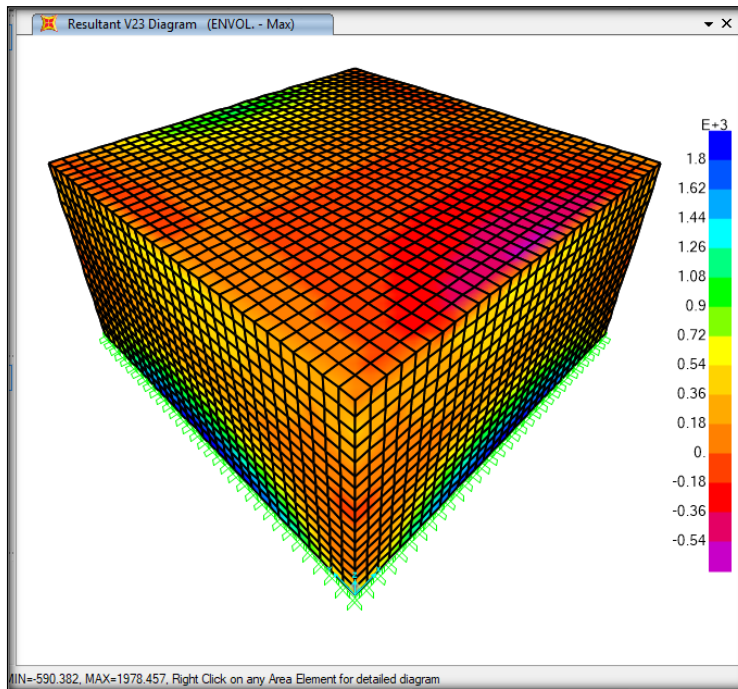
DEL GRAFICO $M_{22} =$
 $Mu \text{ máx} = 631.94 \text{ Kgf x m}$



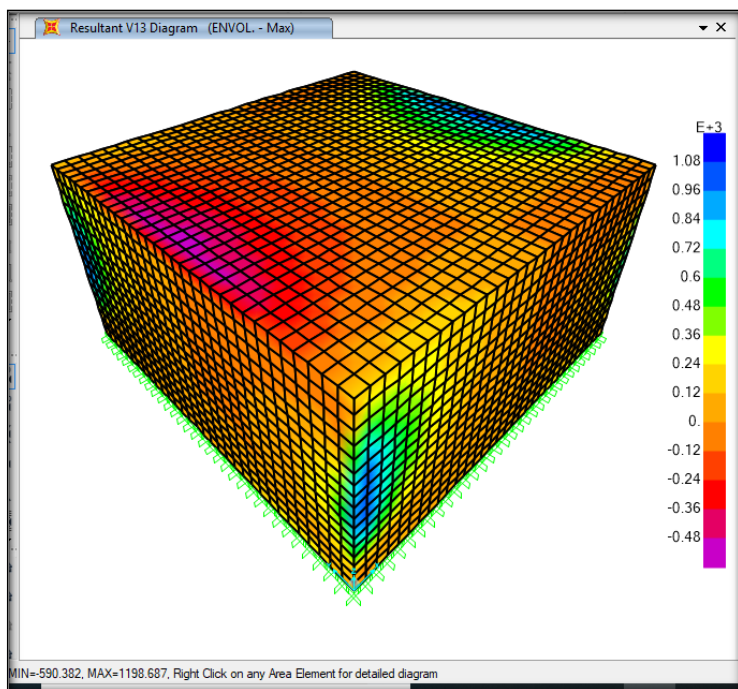
DEL GRAFICO $M_{11} =$
 $Mu \text{ máx} = 352.74 \text{ Kgf x m}$

Figura 6.13 Diagramas de momentos máximos.

6.2.7. Diagrama de cortante.



$V_{23} \text{ Máx} =$
 1978.457 kgf



$V_{13} \text{ Máx} =$
 1198.69 kgf

Figura 6.14 Diagramas de cortantes máximos.



6.2.8. Cálculo del refuerzo del muro.

Para el diseño de los muros de concreto armado para un reservorio apoyado se calcula el momento último de flexión por medio del modelo tridimensional del programa SAP2000. Así mismo se verificará las condiciones mínimas de servicio del muro, es decir, evitar el agrietamiento y fisuración por solicitaciones de flexión y tracción.

6.2.8.1 Acero de refuerzo vertical en pantalla

a. Refuerzo Vertical por Flexión:

- *Momento máximo ultimo:* $M_{22} (SAP) = M_u = 631.94 \text{ kgf.m}$

$$M_u = \phi * f'_c * b * d^2 * w(1 - 0.59 * W)$$

$$0.59w^2 - w + \frac{M_u}{\phi f'_c \times b \times d^2} = 0$$

Donde:

$$\phi = 0.90; \text{ de 9.3.2 de la norma E.060}$$

$$d = 20 - 5 = 15 \text{ cm, peralte efectivo.}$$

Reemplazando datos:

$$\omega = 0.0112$$

- *Cálculo de la cuantía y área de acero:*

$$\rho = \omega * \frac{F'_c}{F_y} = 0.000748 ;$$

$$A_s = \rho * b_w * d = 0.000748 * 100 * 15 = 1.12 \text{ cm}^2$$

- *Cálculo del acero mínimo:*

Según 14.3.2 del ACI 350-06 la cuantía mínima para el refuerzo vertical no será menor que 0,003 del área bruta.



$$A_{smin.} = 0.003 * b_w * h = 0.003 * 100 * 20 = 6.00 \text{ cm}^2.$$

- *Cálculo de la separación del acero:*

De los cálculos se observa que el acero calculado para las cargas ultimas es menor al acero mínimo, en base a estos resultados se tomara el valor de este último para calcular la separación del refuerzo vertical:

$$S = (b * A_{var.}) / A_s ; \text{ Donde: } b = 1\text{m y } \emptyset 3/8'' (A_{var.}=0.71 \text{ cm}^2.)$$

$$\text{Para } A_s = 6.00/2 = 3.0 \text{ cm}^2; S = 1 * 0.71 / 3.00 = 0.24 \text{ m}$$

Usar 02 capas de acero de 3/8" @ 0.24 m

b. Verificación del Cortante Vertical

- *Fuerza Cortante Máxima (SAP) =* **$V_{23} = V_u = 1,978.46 \text{ kgf}$**

Según la norma se debe cumplir:

$$V_u \leq \emptyset V_n \quad \text{Ecuacion 11.1 (Norma E.060); Donde:}$$

$$V_n = V_c + V_s ;$$

- *Resistencia del concreto a cortante =*

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d = 13,302.89 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 * V_c = 11,307.46 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \emptyset V_c \quad \text{Si cumple}$$

c. Control de agrietamiento.

Por ser una estructura contenedora de agua potable donde es importante limitar el agrietamiento del concreto, el control de estas evita filtraciones al interior que podrían



contaminar el líquido almacenado, por lo señalado es importante calcular el acero para controlar el agrietamiento.

Para la retención de líquidos donde la estructura está expuesta a un ambiente normal el ACI 350-06 presenta la siguiente ecuación:

$$f_{s,max} = \frac{57,200}{\beta \sqrt{S^2 + 4(5.1 + d_b/2)^2}} \quad \text{Ecuacion 10.4 (ACI 350 – 06)}$$

Donde:

$f_{s,max}$: Esfuerzo máximo permitido del refuerzo para cargas de servicio, en Kg/cm², no mayor de 2,536 Kg/cm².

β : Relación de las distancias al eje neutro, desde la fibra extrema de tensión y desde el centroide del refuerzo principal. Sin unidades.

S, Db : Separación centro a centro de las varillas en cm y Diámetro nominal de la varilla en cm..

Además:

- $f_{s,max}$: Según 10.6.4.1 del ACI 350-06, este no debe ser menor a 1,400 Kg/cm² para elementos que trabajen en una sola dirección y 1,690 Kg/cm² para elementos que trabajen en dos direcciones.
- La relación de longitud entre el tramo largo y tramo corto del muro esta dado por $Tl/Tc = 3.25/ 1.75 = 1.86$ y según 10.6.2 del ACI 350- 06 para relaciones < 2 se considera que los muros trabajan en 2 direcciones. En base a este resultado se considera un $f_{s,min} = 1,690$ Kg/cm².



- β : Según 10.6.4.4 del ACI, el cociente puede utilizar un valor igual a 1.2 para peraltes que tengan $h \geq 40$ cm y un valor de 1.35 para $h < 40$ cm. Por ser el espesor del muro menor a 0.40 m; entonces $\beta = 1.35$
- Considerando $d_b = 3/8" = 0.95$ cm
- Cálculo del esfuerzo del refuerzo para cargas de servicio (f_s) :

$$F_s = \frac{M}{A_s * j * d}; \quad \text{donde :}$$

$M = 563.724$ Kgf.m; del SAP2000; Momento bajo las cargas de servicio sin amplificar por factores.

$A_s = 6.00$ cm²; Área de acero en tracción.

$J*d$: Brazo del momento interno; $d = 20-5 = 15$ cm.

$$j = 1 - \frac{k}{3}; \quad \text{donde: } K = \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho * n; \quad n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,000,000}{250,998} = 8$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{6.00}{100 * 15} = 0.004; \quad K = 0.223; \quad J = 1 - \frac{0.223}{3} = 0.923$$

$$F_s = \frac{M}{A_s * j * d} = \frac{563.724 * 100}{6.00 * 0.923 * 15} = 676.66 \text{ Kgf/cm}^2$$

- Como $F_s < f_{s,min}$, entonces se considera el valor de este último para calcular la separación del acero por agrietamiento, reemplazando este valor en la ecuación 10.4 del ACI-350 se tiene:

$$1,690 = \frac{57,200}{\beta \sqrt{S^2 + 4(5.1 + d_b/2)^2}}$$

Despejando S y reemplazando datos en la ecuación se tiene:

$$S = \sqrt{\left(\frac{57,200}{1,690 * 1.35}\right)^2 - 4\left(5.1 + \frac{0.95}{2}\right)^2} = 22.46 \text{ cm}$$

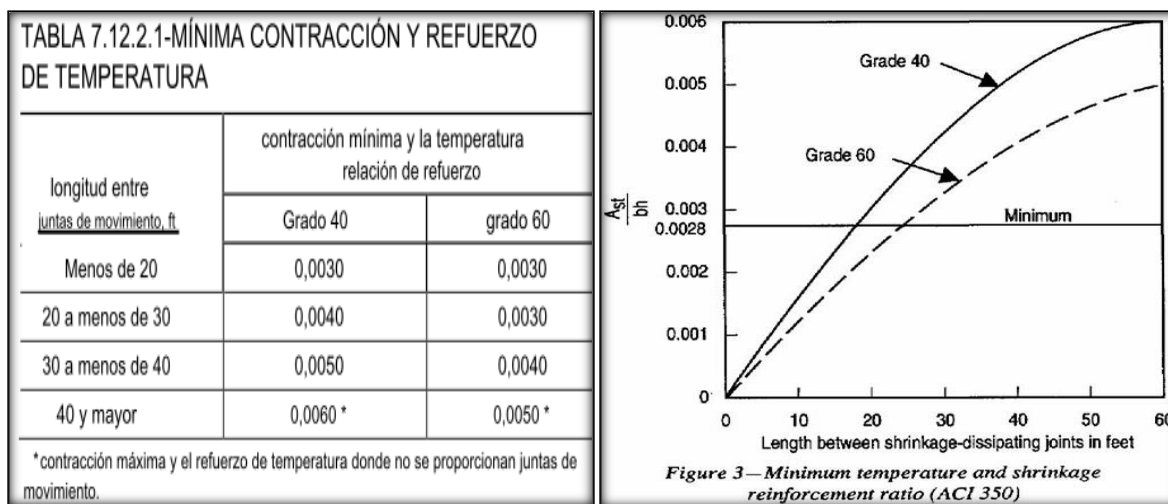
Según el cálculo para el control del agrietamiento se debe tener una separación máxima admisible para varillas de:

Acero de 3/8'' @ 0.22 m.

d. Verificación por contracción y temperatura.

Para calcular la separación máxima por contracción y temperatura se emplea la tabla 7.12.2.1 del ACI 350-06 y el gráfico del PCA, estas proporciones de acero son para elementos contenedoras de líquidos:

Tabla 6.4. Refuerzo mínimo por contracción y temperatura



Fuente: ACI 350-06 (2006) y PCA (1993)

	L	B	
Long. de muro entre juntas (m)	3.65 m	3.65 m	
Long. de muro entre juntas (pies)	11.97 pies	11.97 pies	Ingresar dato a la figura



Por ser la longitud de L y B menor a 20 pies y de acuerdo con la tabla 7.12.2.1 le corresponde la cuantía mínima de 0.003 para el acero grado 60:			
Cuantía mínima por temperatura	0.003	0.003	Tabla del ACI
Área de acero por temperatura para los lados L y B	$A_s = 0.003 * 100 * 20 = 6.00 \text{ cm}^2$		
- Para longitud de muro: Lm=1m. - A_var: área de la varilla, para Ø 3/8'' (0.71cm2)	$S = (L_m * A_{\text{var}}) / (A_s / 2) = 0.24 \text{ m}$		
Usar 02 capas de acero de Ø 3/8'' @ 0.24 m			

e. Acero de refuerzo vertical a usar.

De los resultados de a, c y d la distribución del acero la determina la menor separación obtenida, este espaciamiento no debe ser mayor por lo señalado en 13.3.2 del ACI 350-06 que determina un espaciamiento máximo del refuerzo de 2 veces el espesor de la losa o 30 cm; por lo cual se debe usar:

02 capas de acero de $3/8'' @ 0.22 \text{ m}$.

6.2.8.2 Acero de refuerzo horizontal en pantalla**a. Refuerzo Horizontal por Flexión:**

- **Momento máximo ultimo:** $M_{11} \text{ (SAP)} = M_u = 352.74 \text{ kgf.m.}$

- **Determinación del área de acero:**

$$A_s = 0.000416 * 100 * 15 = 0.62 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo del acero mínimo:**



Según 14.3.3 del ACI 350-06 la cuantía mínima para el refuerzo horizontal a área bruta del concreto será basada en la longitud del muro y se ajustará a la tabla 7.12.2.1.

La longitud del muro para L y B es 3.65 m, este valor es menor a 20 pies y según la tabla 7.12.2.1 le corresponde la cuantía mínima de 0.003 para un acero grado 60, entonces:

$$A_{smin} = 0.0030 * 100 * 20 = 6.00 \text{ cm}^2.$$

- Cálculo de la separación del acero:

Como $A_{smin} > A_s$; entonces la separación para un acero mínimo es:

$$S = l * 0.71 / (6.00/2) = 0.24 \text{ m}.$$

Usar 02 capas de acero de 3/8" @ 0.24 m

b. Verificación del Cortante Horizontal.

- Fuerza Cortante Máxima (SAP): $V_{I3} = V_u = 1,198.69 \text{ kgf}.$

Según la norma se debe cumplir:

$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{Ecuacion 11.1 (E.060); Donde:}$$

$$V_n = V_c + V_s ;$$

- Resistencia del concreto a cortante =

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d = 13,302.89 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c = 0.85 * V_c = 11,307.46 \text{ kgf}$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad \text{Si cumple}$$

**c. Control del agrietamiento.**

Del cálculo realizado para el momento flector en la vertical se determina que el acero para el control del agrietamiento en la horizontal es el mismo ya que se tiene un menor momento de las cargas de servicio (315.72 kgf-m del SAP 2000), además el área de acero distribuida en cada dirección es la misma, entonces se debe usar:

Acero de 3/8'' @ 0.22 m.

d. Verificación por contracción y temperatura.

Por ser la longitud de L y B menor a 20 pies y de acuerdo con la tabla 7.12.2.1 le corresponde la cuantía mínima de 0.003 para el acero grado 60:

$$A_s = 0.003 * b_w * h = 0.003 * 100 * 20 = 6.00 \text{ cm}^2.$$

$$S = (L_m * A_{\text{var.}}) / (A_s / 2) = (1 * 0.71) / (6.00 / 2) = 0.24 \text{ m}$$

02 capas de acero de Ø 3/8'' @ 0.24 m.

e. Acero de refuerzo horizontal a usar.

De los resultados de a, c y d la distribución del acero la determina la menor separación obtenida, este espaciamiento no debe ser mayor por lo señalado en 13.3.2 del ACI 350-06 que determina un espaciamiento máximo del refuerzo de 2 veces el espesor de la losa o 30 cm; por lo cual se debe usar:

Usar 02 capas de acero de 3/8'' @ 0.22 m.

6.2.9. Cálculo de acero de refuerzo en losa de techo.

La losa de cobertura será una losa maciza armada en dos direcciones, y según la NTE E.060 de concreto armado en el capítulo 13.7, señala que se puede diseñar por el método

de coeficientes si se cumple que $L_x/L_y < 2$. Además, los momentos se calculan por medio de las siguientes:

$$M_x = C_x W_u L_x^2 \quad \text{Momento de flexión en la dirección x}$$

$$M_y = C_y W_u L_y^2 \quad \text{Momento de flexión en la dirección y.}$$

Donde:

L_x : Luz libre del tramo en la dirección corta.

L_y : Luz libre del tramo en la dirección larga.

M_x : Momento de flexión en la dirección X.

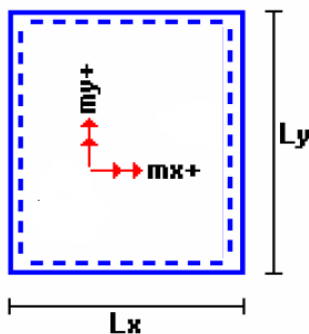
M_y : Momento de flexión en la dirección Y.

C_x : Coeficiente de momentos indicado en las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3, para la dirección corta.

C_y : Coeficiente de momentos indicado en las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3, para la dirección larga.

W_u : Carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa.

- Para el reservorio, se considerará que la losa se encuentra apoyada al muro en todo su perímetro, y según las tablas de la norma le corresponde la condición de CASO 1.



❖ **Metrados de carga:**

- Carga Muerta uniformemente repartida

$$W_D = \text{Peso propio} + \text{Acabados} + \text{Peso de clorador}$$

$$W_D = 0.15 \cdot 2,400 + 100 + 66 = 526 \text{ kg/m}^2$$



- Carga Viva Uniformemente Repartida

$$W_L = 100 \text{ kg/m}^2$$

❖ **Relación para ingresar a las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la norma E.060 Concreto armado:**

Para una relación: $m = A/B = L_x/L_y$; Donde :

Luz Libre del tramo en la dirección corta $L_x = 3.25 \text{ m}$

Luz Libre del tramo en la dirección larga $L_y = 3.25 \text{ m}$

$$m = A/B = L_x/L_y = 1.$$

❖ **Coefficientes y cargas amplificadas:**

- Coeficientes y carga muerta amplificada para momentos positivos.

$C_x =$	0.036	$W_{uD} = 1.4 * 526.05 = 736.5 \text{ kg/m}^2$
$C_y =$	0.036	

- Coeficientes y carga viva amplificada para momentos positivos.

$C_x =$	0.036	$W_{uL} = 1.7 * 100 = 170 \text{ kg/m}^2$
$C_y =$	0.036	

❖ **Cálculo de momentos:**

- **Momento positivo (+) por Carga Muerta Amplificada:**

$$M_{xD} = C_x * W_{uD} * L_x^2 \quad \text{Momento de flexión en la dirección x.}$$

$$M_{yD} = C_y * W_{uD} * L_y^2 \quad \text{Momento de flexión en la dirección y.}$$



$$M_{xd} = 0.036 * 736.5 * 3.25^2 = 280.0 \text{ kg.m}$$

$$M_{yd} = 280.0 \text{ kg.m}$$

- **Momento positivo (+) por Carga Viva Amplificada:**

$$M_x = C_x * W_{ul} * L_x^2 \quad \text{Momento de flexión en la dirección x.}$$

$$M_y = C_y * W_{ul} * L_y^2 \quad \text{Momento de flexión en la dirección y.}$$

$$M_x = 0.036 * 170 * 3.25^2 = 64.6 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 64.6 \text{ kg.m}$$

a. Cálculo del acero de refuerzo

- **Suma de momentos máximos positivos (+) = 280+64.6 = 344.6 kg.m**

$$\rho = 0.00092$$

$$\text{Área de acero positivo (inferior)} = 0.00092 * 100 * (15-5) = 0.92 \text{ cm}^2,$$

- **Acero por retracción y temperatura.**

En losas la armadura por retracción y temperatura según 9.7.2 de la NTE E.060 depende del tipo de refuerzo que se use, para aceros corrugas con $F_y = 4200 \text{ Kg / cm}^2$ le corresponde una cuantía mínima de 0.0018, entonces:

$$A_s = 0.0018 * 100 * 15 * 100 = 2.70 \text{ cm}^2.$$

- **Acero de refuerzo a usar en losa de techo.**

Se observa que el refuerzo por flexión es menor al de retracción y temperatura por lo que la distribución del acero se realizara en base a este último, donde:



$$S = (b \cdot A_{\text{var.}}) / (A_s) = (1 \cdot 0.71) / (2.70) = 0.26 \text{ m.}$$

Usar acero 3/8'' @ 0.26 m.

La separación obtenida cumple con lo señalado en 9.7.3 de la NTE E.060 que determina que el espaciamiento debe ser menor a tres veces el espesor de la losa sin exceder los 40 cm, finalmente en la otra dirección se proporcionará igualmente refuerzo por contracción y temperatura por lo que se tendrá que usar:

Malla de acero de 3/8'' @ 0.26 m.

b. Verificación del Cortante

- ***Fuerza Cortante Máxima:***

Por lo señalado anteriormente la losa se considera apoyada, entonces:

$$V_u = W_u \cdot L / 2 = (1.4 \cdot W_D + 1.7 \cdot W_L) \cdot L / 2.$$

$$V_u = (1.4 \cdot 526 + 1.7 \cdot 100) \cdot 3.25 / 2 = \mathbf{1,473 \text{ kgf.}}$$

- ***Según la norma se debe cumplir:*** $V_u \leq \phi V_n$ Donde;

$$V_n = V_c + V_s ;$$

- ***Resistencia del concreto a cortante:***

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \mathbf{8,868.60 \text{ kgf}}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot V_c = \mathbf{7,538.31 \text{ kgf}}$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad \text{Si cumple}$$

**6.2.10. Cálculo de acero de refuerzo en losa de fondo.****a. Cálculo de las presiones sobre el Suelo.****Tabla 6.5. Cargas transmitidas al suelo del reservorio.**

Descripción	Carga Muerta (Pd)	Carga Viva (P _L)	Carga Líquido (P _H)
Peso Muro de Reservorio	11,592	----	----
Peso de Losa de Techo	5,336.10	----	----
Peso de Losa de Fondo	7,873.20	----	----
Peso del Clorador	978.96	----	----
Peso del líquido	----	----	13,203.13
Sobrecarga de Techo (Área Techo= 14.8225 m ²)	----	100*14.8225=1,482.25	----
	25,780.26 kg	1,482.25 kg	13,203.13 kg
Carga muerta total (CM)= 25,780.26 Kg		Carga viva total (CV)= 14,685.38 Kg	

- DATOS DE LA CISTERNA DEL PROYECTO.

- Capacidad portante del terreno (σ_t) = 0.94 Kg/cm² (del estudio de suelos).
- Peso Propio del suelo (γ_t) = 1,780 Kg/m³.
- Peso específico del concreto armado (γ_c) = 2,400 Kg/m³.
- Peso específico del concreto simple (γ_{cs}) = 2,300 Kg/m³.
- Sobrecarga sobre veredas (s/c) = 200 Kg/m³.
- Espesor de vereda e_v = 0.10 m.
- Espesor de Solado e_s = 0.10 m.
- Área de losa de fondo. = L1xB1

$$L1xB1 = (3.25 + 0.20*2 + 0.20*2) * (3.25 + 0.20*2 + 0.20*2) = 16.40 \text{ m}^2.$$

$$\text{Área de losa} = L1xB1 = 164,025 \text{ cm}^2 = 16.40 \text{ m}^2$$

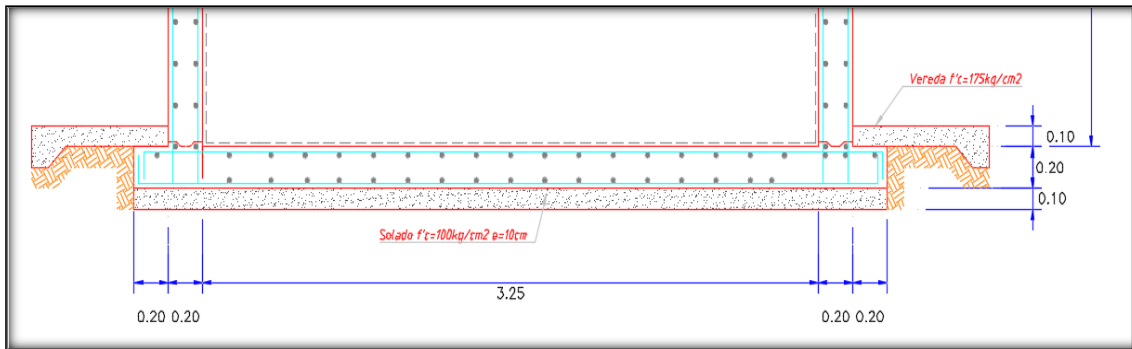


Figura 6.15 Losa de fondo del reservorio.

❖ **Capacidad Portante Neta del Suelo (q_{sn}):**

$$q_{sn} = \sigma_t - \gamma_{cs} * e_s - \gamma_{cs} * e_v - s/c$$

$$q_{sn} = 0.94 - [2,300 * 0.10 + 2,300 * 0.10 + 200]/10,000$$

$$q_{sn} = 0.90 \text{ kg /cm}^2$$

❖ **Presión de la estructura sobre terreno (q_t):**

$$q_t = (P_d + P_L + P_H) / (L1 * B1)$$

$$q_t = (25,780.26 + 1,482.25 + 13,203.13)/(164,025)$$

$$q_t = 0.25 \text{ Kg/cm}^2$$

❖ **Verificación de la sección de la losa de fondo (L*B):**

Siempre se debe cumplir que:

$$q_t \leq q_{sn}$$

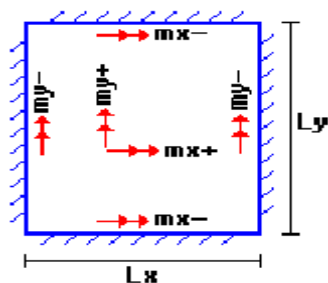
$$0.25 \text{ Kg/cm}^2 \leq 0.90 \text{ kg /cm}^2 ; \quad \textbf{SI CUMPLE}$$

∴ La sección de la losa tiene las dimensiones adecuadas para transmitir las cargas al suelo.

b. Cálculo del acero de refuerzo

El análisis se realiza considerando la losa de fondo armada en dos sentidos, siguiendo el criterio que la losa mantiene una continuidad con los muros, se tienen momentos finales aplicando el método de los coeficientes de la norma E.060 concreto armado en su capítulo 13.7.

Según los gráficos de las tablas le corresponde el CASO 2, donde la losa se encuentra empotrada en todo su perímetro:



Donde:

Luz Libre del tramo en la dirección corta $L_x = 3.25 \text{ m.}$

Luz Libre del tramo en la dirección larga $L_y = 3.25 \text{ m.}$

$M_x = C_x W_u L_x^2$ Momento de flexión en la dirección x.

$M_y = C_y W_u L_y^2$ Momento de flexión en la dirección y.

- Cálculo de cargas y momentos últimos:

Carga muerta amplificada (W_{ud}):

$$W_{ud} = 1.4 * CM / \text{Área de losa} = 1.4 * 25,780.26 / 16.40 = \mathbf{2,200.42 \text{ Kg / m}^2}.$$

**Carga viva amplificada (WuL):**

$$WuL = 1.7 * CV / \text{Área de losa} = 1.7 * 14,685.38 / 16.40 = \mathbf{1,522.03 \text{ Kg / m}^2}.$$

Carga total amplificada (Wu):

$$Wu = Wud + WuL = 2,200.42 + 1,522.03 = \mathbf{3,722.45 \text{ Kg / m}^2}.$$

Momento (+) por Carga Muerta Amplificada	$MxD = Cx * Wud * Lx^2 ; MyD = Cy * Wud * Ly^2$			
	$Cx =$	0.018	$MxD =$	418.4 kg.m
	$Cy =$	0.018	$MyD =$	418.4 kg.m
Momento (+) por Carga Viva Amplificada	$MxL = Cx * WuL * Lx^2 ; MyL = Cy * WuL * Ly^2$			
	$Cx =$	0.027	$Mx =$	434.1 kg.m
	$Cy =$	0.027	$My =$	434.1 kg.m
Momento (-) por Carga Total Amplificada	$Mx = Cx * Wu * Lx^2 ; My = Cy * Wu * Ly^2$			
	$Cx =$	0.045	$Mx =$	$1,769.3 \text{ kg.m}$
	$Cy =$	0.045	$My =$	$1,769.3 \text{ kg.m}$

- **Cálculo del acero superior:**

- *Suma de momentos máximos positivos (+)* $= 418.4 + 434.1 = \mathbf{852.4 \text{ kg.m}}$

$$\rho = 0.001$$

Área de acero positivo: $As = 0.001 * 100 * (20 - 5) = \mathbf{1.50 \text{ cm}^2}.$

- *Acero por retracción y temperatura.*

Para elemento en contacto con el agua se emplea la tabla 7.12.2.1 del ACI 350-06, Como Lx y Ly son menores a 20 pies le corresponde una cuantía mínima de 0.003.

$$Ast = 0.003 * bw * Hs = 0.003 * 100 * 20 = \mathbf{6.00 \text{ cm}^2}$$



- *Como $A_{st} > A_s$ entonces:*

$$S = (L_m * A_{var.}) / (A_{st} / 2) = (1 * 0.71) / (6.00 / 2) = 0.24 \text{ m}$$

02 capas de acero de \emptyset 3/8'' @ 0.24 m.

- *Control del agrietamiento.*

De cálculos anteriores se debe usar refuerzo cuyo espaciamiento es el siguiente:

Acero de 3/8'' @ 0.22 m.

- *Acero superior a usar:*

Por tener aceros de igual diámetro la distribución del refuerzo la determina el acero que tiene menor separación, entonces:

Usar 02 capas de acero de 3/8'' @ 0.22 m.

- **Cálculo del acero inferior:**

- *Suma de momentos máximos negativos (-) = 1,769.3 kg.m.*

$$\rho = 0.0021$$

$$\text{Área de acero negativo: } A_s = 0.0021 * 100 * 15 = 3.18 \text{ cm}^2$$

- *Área de acero por temperatura.*

Para elemento en contacto con el agua se emplea la tabla 7.12.2.1 del ACI 350-06 se tiene:

$$A_{st} = 0.003 * 100 * .20 * 100 = 6.00 \text{ cm}^2$$

- *Como $A_{st} > A_s$ entonces:*

$$S = (L_m * A_{var.}) / (A_{st} / 2) = (1 * 0.71) / (6.00 / 2) = 0.24 \text{ m}$$

02 capas de acero de \emptyset 3/8'' @ 0.24 m.



- **Control del agrietamiento.**

De cálculos anteriores se debe usar refuerzo cuyo espaciamiento es el siguiente:

Acero de 3/8'' @ 0.22 m.

- **Acero superior a usar:**

Por tener aceros de igual diámetro el espaciamiento a usar es el mínimo de los calculados, entonces:

Usar 02 capas de acero de 3/8'' @ 0.22 m.

c. Verificación del Cortante

- **Fuerza Cortante Máxima:**

Para el cálculo del cortante último se emplea la siguiente expresión:

$$V_u = W_u * L / 2 = 3,722.45 * 3.25 / 2 = 6,048.98 \text{ kgf.}$$

- **Según la norma se debe cumplir:** $V_u \leq \phi V_n$ Donde;

$$V_n = V_c + V_s ;$$

- **Resistencia del concreto a cortante.**

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d = 13,302.89 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c = 0.85 * V_c = 11,307.46 \text{ kgf}$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad \text{Si cumple}$$

d. Viga perimetral de confinamiento

- Según 4.2 de la norma E.050 de suelos y cimentaciones las plateas de cimentación deben estar apoyadas sobre una viga perimetral confinada de concreto armado con un peralte mínimo de 0.40m.

- Para el reservorio se ha considerado un mecanismo de conexión zapata corrida-muro, conforme a lo dispuesto en 2.1.1 del ACI-3.01. El peralte de zapata será de 45 cm para cumplir con la longitud de desarrollo a compresión para barras 3/8" (17.93 cm), Teniendo en cuenta el acero inferior de la losa se dispondrá de acero longitudinal y transversal de 1/2 "a cada 20 cm.
- El ancho de la zapata se consideró 60 cm, para cumplir con la longitud mínima de gancho estándar para barras de 3/8" con dobles a 90° ($L = 6 \cdot db + 12 \cdot db = 18 \cdot 0.95 = 17.15$ cm).

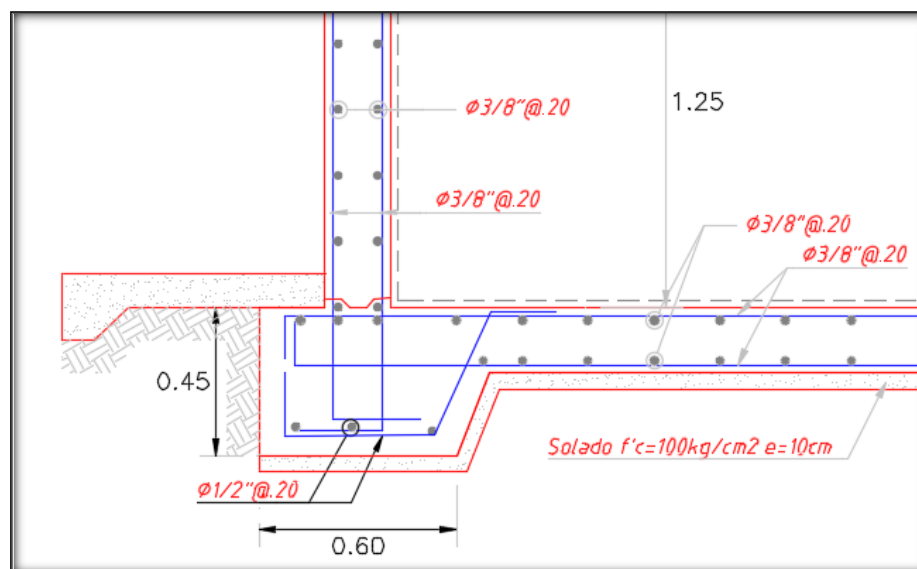


Figura 6.16 Detalle de aceros en reservorio.

6.2.11. Resumen.

Tabla 6.6. Resumen del acero de refuerzo en reservorio.

RESUMEN	Teórico		Asumido
Acero de Refuerzo en Pantalla Vertical.	Ø 3/8"	@ 0.22 m	@ 0.20 m
Acero de Refuerzo en Pantalla Horizontal	Ø 3/8"	@ 0.22 m	@ 0.20 m
Acero en Losa de Techo (Malla inferior)	Ø 3/8"	@ 0.26 m	@ 0.20 m
Acero en Losa de Piso (superior)	Ø 3/8"	@ 0.22 m	@ 0.20 m
Acero en Losa de Piso (inferior)	Ø 3/8"	@ 0.22 m	@ 0.20 m



CAPÍTULO VII : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.01 CONCLUSIONES.

- ❖ Se diseñó un sistema de agua potable para los pobladores de los sectores de Aradas de Chonta, Lanche y Naranjo de Chonta cumpliendo con los parámetros establecidos por las normas y criterios actuales; esto garantiza que el caudal de diseño del sistema cumpla con la demanda de los habitantes que se encuentran en estas zonas, además tendrán suministro de agua continua, aumentando de esta forma el nivel de vida de las personas, especialmente en la salud.
- ❖ El sistema proyectado contará con un sistema de cloración para que las conexiones domiciliarias dispongan de agua que garantice las condiciones mínimas de salubridad e higiene, esto ayudará a que disminuyan las enfermedades de origen hídrico.
- ❖ Se evaluaron las condiciones actuales del sistema y se realizaron los estudios correspondientes los cuales ayudaron a plantear la mejor solución al problema, además de aportar datos necesarios para el diseño de las estructuras del sistema.
- ❖ La utilización de programas para el diseño de redes de agua facilitó el diseño de los componentes del sistema, pero es recomendable comprobar los resultados con hojas de cálculo ya que una mala configuración al ingresar los parámetros llevara a tener resultados erróneos.
- ❖ La población futura se obtuvo a través del método aritmético cuyos datos fueron suministrados por estudios de campo realizados por el autor de la tesis y los proporcionados por las instituciones públicas del área en estudio, para el cálculo de la población actual se determinó mediante el producto del número de viviendas por un



promedio de 5 personas por casa cuyo resultado es aceptado por las entidades encargadas en revisar dichos estudios.

- ❖ La vida útil de las estructuras del sistema fue proporcionada por las Norma Técnica de Diseño “Opciones tecnológicas para sistemas de saneamiento en el ámbito rural”. Se usarán tuberías de PVC enterradas, ya que la topografía y el suelo de la zona del proyecto proporciona una fácil instalación y trabajabilidad.
- ❖ Los diámetros de las redes diseño se seleccionaron mediante diversas simulaciones realizadas con el programa WaterCad que permite manipular con facilidad los datos de tal forma que se cumpla con las velocidades y presiones de salida recomendadas las normas del R.N.E y por el Programa Nacional de Saneamiento Rural del ministerio de vivienda construcción y saneamiento.
- ❖ Por tener una población menor a 10,000 habitantes, no se proyecta un sistema contra incendio, por ser antieconómico, además estas zonas no presentan zonas industriales o comerciales.
- ❖ De los resultados se observa que en la mayoría de los nodos cumplen con las presiones admisibles según las normas, pero en algunos tramos no es posible cumplir con la velocidad mínima por lo que según recomendaciones se ha tenido conveniente priorizar la presión de salida quedando la velocidad por debajo de lo recomendado debido a la topografía de la zona.
- ❖ La deriva del reservorio, estructura principal del sistema es de 0.0001, mucho menor que 0.007 límite para estructuras de concreto armado según la norma E.030 de diseño sismorresistente, la cual es aplicable para edificaciones, aunque la misma también señala que, para estructuras como reservorios, tanques entre otros, la norma se debe usar en lo que sea aplicable o hacer consideraciones adicionales por lo que se concluye en base a esto que la estructura ofrece una adecuada rigidez y resistencia sísmica.



- ❖ Estructuras como la captación y el reservorio cumplen con la estabilidad al volteo y deslizamiento por tener factores de seguridad mayores a los establecidos por la norma sismorresistente.

7.02 RECOMENDACIONES.

- ❖ Para el diseño de sistemas de abastecimiento, se recomienda el uso del Software WaterCAD ya que es fácil de utilizar además de permitir realizar diversas simulaciones de las cuales se puede determinar la más crítica para diseñar los elementos del sistema.
- ❖ Se recomienda antes de ingresar las líneas de nivel al programa verificar que el intervalo entre estas no supere el metro de separación ya que el programa tiende a asignar cotas de cero alturas.
- ❖ No es necesario la utilización de otro programa si se conoce bien el manejo del AutoCAD el cual facilitara la obtención de coordenadas de las viviendas o puntos de demanda de agua.
- ❖ De los perfiles de las redes de conducción y distribución se observa que no es necesario instalar válvulas de aire y de purga, pero se recomienda instalar cada 1.50 km válvulas de aire y también al final de cada ramal válvulas de purga, para darle un mejor mantenimiento al sistema.



CAPÍTULO VIII : REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ✓ 2, J. O. (2016). *INGENIUM*. Obtenido de INGENIUM:
<http://dx.doi.org/10.18259/ing.2016009>
- ✓ ACI, A. C. (2006). *Diseño sísmico de líquido que contienen estructuras de hormigón y Comentario*.
- ✓ Agüero, P. R. (1997). Agua potable para poblaciones rurales: Sistemas de abastecimiento por gravedad sin tratamiento. En P. R. Agüero, *Sistemas de abastecimiento por gravedad sin tratamiento*. Lima: Asociacion Servicios Educativos Rurales (SER).
- ✓ Ministerio de Vivienda, C. y. (2004). *Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento*. Obtenido de https://www.mef.gob.pe/contenidos/inv_publica/docs/instrumentos_metod/saneamiento/_4_Criterios_seleccin_opciones_y_niveles_de_Servic_%20sistemas_de_agua_y_saneam_zonas_rurales.pdf
- ✓ MVCS, M. d. (2018). Norma Técnica de Diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural.
- ✓ Narváez, A. R. (s.f.). <https://es.scribd.com>. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/250603337/Libro-Abastecimiento-de-Agua-Ricardo-Narvaez>
- ✓ PCA, P. C. (1993). *Cisternas circulares de hormigon sin pretensado*.
- ✓ R., M. e. (2015). *GUÍA PARA EL ANÁLISIS Y EL DISEÑO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO PARA CONTENER LIQUIDOS* . mexico: M. en A. Soledad Moliné Venanzi .
- ✓ Rodríguez, R. P. (2001). Abastecimiento de Agua. En R. P. Rodríguez, *Abastecimiento de Agua*. Oaxaca.



NORMAS TÉCNICAS

- RNE. OS.10 - Captación y conducción de agua para consumo humano
- RNE. OS.30 - Almacenamiento de agua para consumo humano
- RNE. OS.50 - Redes de distribución de agua para consumo humano
- RNE. OS.100 - Consideraciones básicas de desafío de infraestructura sanitaria.
- RNE. OS.100 - Consideraciones básicas de desafío de infraestructura sanitaria.
- ACI 350-06 Code requirements for environmental engineering concrete structures and commentary.
(Requisitos de código para ingeniería ambiental de estructuras de hormigón y comentarios).
- ACI 350.3-01 - Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary
- ACI 350.3-06 - Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary



CAPÍTULO IX : ANEXOS

9.01 ESTUDIO DE SUELOS.

9.02 PLANOS.

CAPACIDAD PORTANTE Y PRESION DE TRABAJO

PROYECTO	MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO EN LOS SECTORES DE ARADAS DE CHONTA, LANCHE Y NARANJO DE CHONTA , DISTRITO DE MONTERO PROVINCIA DE AYABACA - PIURA		
FECHA	FEBRERO DEL 2017		
CALICATA	C - 1 / PROFUNDIDAD: 0.80 - 2.00m	TANQUE DE CAPTACION	

CALICATA	TIPO DE ESTRUCTURA	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION Df (m)	PESO VOLUM. γ	qu (Kg/cm2)	Qc (Kg/cm2)	Fs	Pt (Kg/cm2)
I	CORRIDAS	0.60	1.850	1.03	3.05	3	1.02
		0.80	1.850	1.03	3.08	3	1.03
		1.00	1.850	1.03	3.12	3	1.04
		1.20	1.850	1.03	3.16	3	1.05
		1.50	1.850	1.03	3.21	3	1.07

CALICATA	TIPO DE ESTRUCTURA	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION Df (m)	PESO VOLUM. γ	qu (Kg/cm2)	Qc (Kg/cm2)	Fs	Pt (Kg/cm2)
I	AISLADAS	1.00	1.850	1.03	4.00	3	1.33
		1.20	1.850	1.03	4.03	3	1.34
		1.50	1.850	1.03	4.09	3	1.36
		2.00	1.850	1.03	4.18	3	1.39

CAPACIDAD PORTANTE Y PRESION DE TRABAJO

PROYECTO	MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO EN LOS SECTORES DE ARADAS DE CHONTA, LANCHE Y NARANJO DE CHONTA , DISTRITO DE MONTERO PROVINCIA DE AYABACA - PIURA		
FECHA	FEBRERO DEL 2017		
CALICATA	C - 2 / PROFUNDIDAD: 0.80 - 2.00m	TANQUE DE ALMACENAMIENTO	

CALICATA	TIPO DE ESTRUCTURA	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION Df (m)	PESO VOLUM. γ	qu (Kg/cm2)	Qc (Kg/cm2)	Fs	Pt (Kg/cm2)
II	CORRIDAS	0.60	1.780	0.95	2.81	3	0.94
		0.80	1.780	0.95	2.85	3	0.95
		1.00	1.780	0.95	2.89	3	0.96
		1.20	1.780	0.95	2.92	3	0.97
		1.50	1.780	0.95	2.97	3	0.99

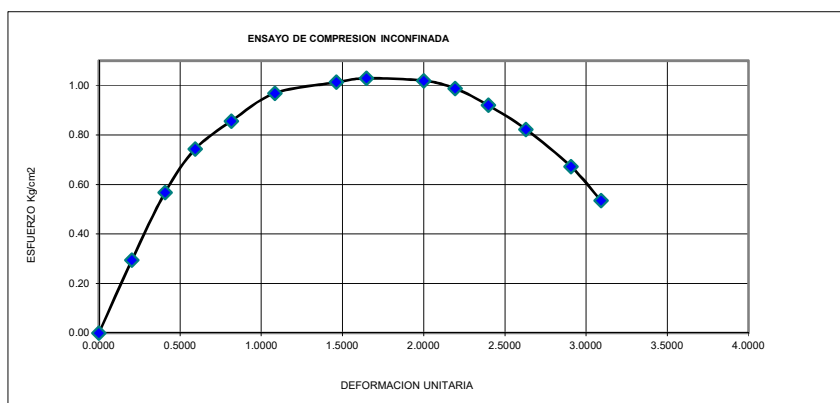
CALICATA	TIPO DE ESTRUCTURA	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION Df (m)	PESO VOLUM. γ	qu (Kg/cm2)	Qc (Kg/cm2)	Fs	Pt (Kg/cm2)
II	AISLADAS	1.00	1.780	0.95	3.69	3	1.23
		1.20	1.780	0.95	3.73	3	1.24
		1.50	1.780	0.95	3.78	3	1.26
		2.00	1.780	0.95	3.87	3	1.29

ENSAYO DE COMPRESION INCONFINADA

PROYECTO	MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO EN LOS SECTORES DE ARADAS DE CHONTA, LANCHE Y NARANJO DE CHONTA , DISTRITO DE MONTERO PROVINCIA DE AYABACA - PIURA		
FECHA	FEBRERO DEL 2017		
CALICATA	C - 1 / PROFUNDIDAD: 0.80 - 2.00m	TANQUE DE CAPTACION	

CONTENIDO DE HUMEDAD				CARACTERISTICAS	
Nº DE RECIPIENTE				CONDICIONES DE LA MUESTRA	
PESO DEL RECIPIENTE	grs	0		LIMITE LIQUIDO	%
PESO RECIP + SUELO HUMEDO	grs	496.25		LIMITE PLASTICO	%
PESO RECIP + SUELO SECO	grs	458.09		INDICE PLASTICO	%
PESO DEL AGUA	grs	38.16		DENSIDAD HUMEDA	grs/cc 2.01
PESO DE SUELO SECO	grs	458.09		DENSIDAD SECA	grs/cc 1.85
% DE HUMEDAD	%	8.33		CLASIFICACION	sucs
DIMESIONES DEL ESPECIMEN					
Diametro Inicial : cm	O	5.4		Diametro Final	
Altura : cm	ho	10.8		Altura Final	
Area Inicial : cm	Ao	22.90		Area Final	
Volumen : cm	Vo	247.34		Factor de An	0.139714954 0.76610366

TIEMPOS	DIAL DE CARGA 0.0001"	CARGA AXIAL (Kg)	DIAL DE DEFORMACION (mm)	DEFORMACION TOTAL (10 - 3 mm)	DEFORMACION UNITARIA (E)	FACTOR DE CORRECCION (1 - E)	AREA CORREGIDA (cm2)	ESFUERZO DE CORTE Kg/cm2
0.0"	0.0	0.00	0	0.000	0.0000	1.0000	22.90	0.00
15"	43	6.77	22	0.220	0.2037	0.9980	22.95	0.30
30"	88	13.06	44	0.440	0.4074	0.9959	23.00	0.57
45"	117	17.11	64	0.640	0.5926	0.9941	23.04	0.74
1'	136	19.77	88	0.880	0.8148	0.9919	23.09	0.86
1' 30"	155	22.42	117	1.170	1.0833	0.9892	23.15	0.97
2' 00"	163	23.54	158	1.580	1.4630	0.9854	23.24	1.01
2' 30"	166	23.96	178	1.780	1.6481	0.9835	23.29	1.03
3'	165	23.82	216	2.160	2.0000	0.9800	23.37	1.02
4' 00"	160	23.12	237	2.370	2.1944	0.9781	23.42	0.99
5' 00"	149	21.58	259	2.590	2.3981	0.9760	23.46	0.92
6'	133	19.35	284	2.840	2.6296	0.9737	23.52	0.82
7'	108	15.86	314	3.140	2.9074	0.9709	23.59	0.67
8'	85	12.64	334	3.340	3.0926	0.9691	23.63	0.53



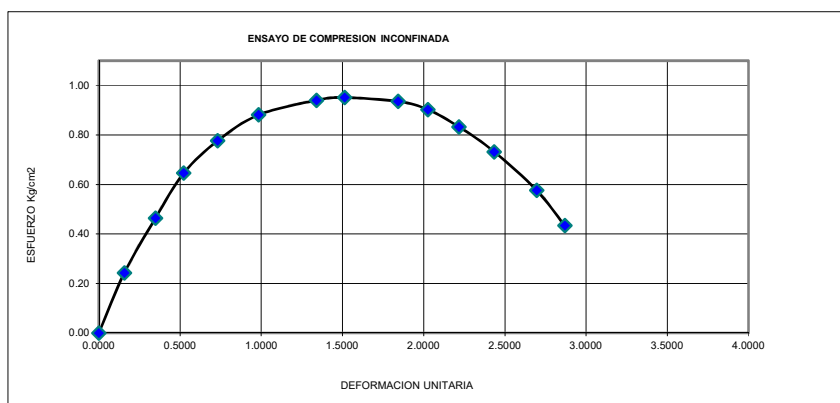
COMPRESION		
UNIAXIAL	1.03	Kg/cm2
PESO VOL.	1.85	gr/cm3
COHESION	0.52	%

ENSAYO DE COMPRESION INCONFINADA

PROYECTO	MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO EN LOS SECTORES DE ARADAS DE CHONTA, LANCHE Y NARANJO DE CHONTA , DISTRITO DE MONTERO PROVINCIA DE AYABACA - PIURA		
FECHA	FEBRERO DEL 2017		
CALICATA	C - 2 / PROFUNDIDAD: 0.80 - 3.00m	TANQUE DE ALMACENAMIENTO	

CONTENIDO DE HUMEDAD				CARACTERISTICAS			
Nº DE RECIPIENTE				CONDICIONES DE LA MUESTRA			
PESO DEL RECIPIENTE	grs	0		LIMITE LIQUIDO	%		
PESO RECIP + SUELO HUMEDO	grs	500.18		LIMITE PLASTICO	%		
PESO RECIP + SUELO SECO	grs	452.21		INDICE PLASTICO	%		
PESO DEL AGUA	grs	47.97		DENSIDAD HUMEDA	grs/cc	1.97	
PESO DE SUELO SECO	grs	452.21		DENSIDAD SECA	grs/cc	1.78	
% DE HUMEDAD	%	10.61		CLASIFICACION	sucs		
DIMESIONES DEL ESPECIMEN							
Diametro Inicial : cm	O	5.3		Diametro Final			
Altura : cm	ho	11.5		Altura Final			
Area Inicial : cm	Ao	22.06		Area Final			
Volumen : cm	Vo	253.71		Factor de An	0.139714954	0.76610366	

TIEMPOS	DIAL DE CARGA 0.0001"	CARGA AXIAL (Kg)	DIAL DE DEFORMACION (mm)	DEFORMACION TOTAL (10 - 3 mm)	DEFORMACION UNITARIA (E)	FACTOR DE CORRECCION (1 - E)	AREA CORREGIDA (cm2)	ESFUERZO DE CORTE Kg/cm2)
0.0"	0.0	0.00	0	0.000	0.0000	1.0000	22.06	0.00
15"	33	5.38	18	0.180	0.1565	0.9984	22.10	0.24
30"	68	10.27	40	0.400	0.3478	0.9965	22.14	0.46
45"	97	14.32	60	0.600	0.5217	0.9948	22.18	0.65
1'	118	17.25	84	0.840	0.7304	0.9927	22.22	0.78
1' 30"	135	19.63	113	1.130	0.9826	0.9902	22.28	0.88
2' 00"	145	21.02	154	1.540	1.3391	0.9866	22.36	0.94
2' 30"	147	21.30	174	1.740	1.5130	0.9849	22.40	0.95
3'	145	21.02	212	2.120	1.8435	0.9816	22.48	0.94
4' 00"	140	20.33	233	2.330	2.0261	0.9797	22.52	0.90
5'00"	129	18.79	255	2.550	2.2174	0.9778	22.56	0.83
6'	113	16.55	280	2.800	2.4348	0.9757	22.61	0.73
7'	88	13.06	310	3.100	2.6957	0.9730	22.67	0.58
8'	65	9.85	330	3.300	2.8696	0.9713	22.71	0.43



COMPRESION		
UNIAXIAL	0.95	Kg/cm2
PESO VOL.	1.78	gr/cm3
COHESION	0.48	%

METODO DE ENSAYO PARA EL ANALISIS GRANULOMETRICOS
(NTP 339.128)

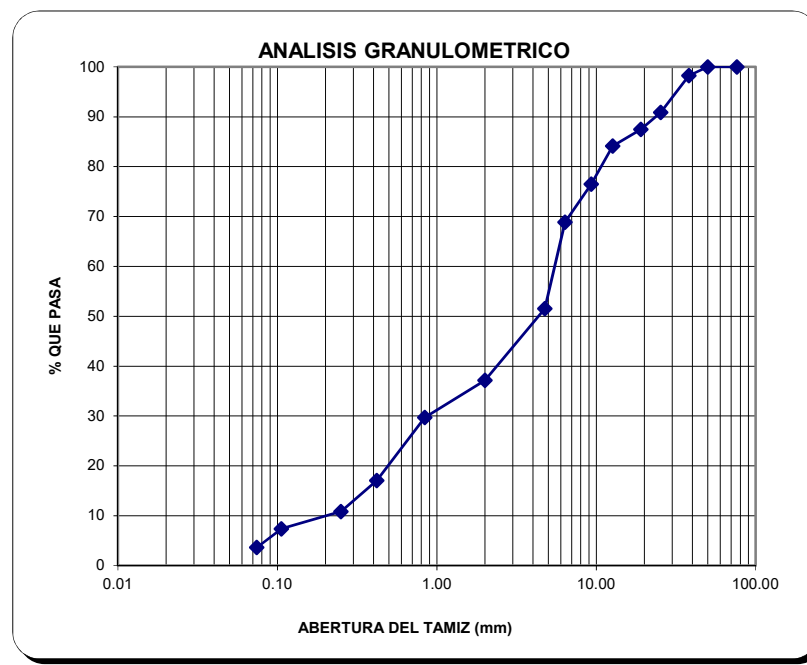
PROYECTO MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO EN LOS SECTORES DE ARADAS DE CHONTA, LANCHE Y NARANJO DE CHONTA ,
DISTRITO DE MONTERO PROVINCIA DE AYABACA - PIURA

FECHA FEBRERO DEL 2017

CALICATA C - 1 / PROFUNDIDAD: 0.00 - 2.00m

TANQUE DE CAPTACION

TAMICES	ABERTURA EN m.m	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULATIVO	% PASA
3"	76.20	0.00	0.0	0.0	100
2"	50.00	0.00	0.0	0.0	100
1 1/2"	38.10	84.00	1.7	1.7	98.3
1"	25.40	356.00	7.4	9.2	90.8
3/4"	19.00	162.00	3.4	12.5	87.5
1/2"	12.70	162.00	3.4	15.9	84.1
3/8"	9.30	366.00	7.6	23.5	76.5
1/4"	6.35	366.00	7.6	31.1	68.9
Nº 4	4.76	834.00	17.4	48.5	51.5
Nº 10	2.00	41.78	14.3	62.8	37.2
Nº 20	0.840	21.77	7.5	70.3	29.7
Nº 40	0.420	36.83	12.6	83.0	17.0
Nº 60	0.25	18.12	6.2	89.2	10.8
Nº 140	0.106	10.00	3.4	92.6	7.4
Nº 200	0.074	10.96	3.8	96.4	3.6
TOTAL		139.5			
PERDIDA		10.5	3.6	100.0	0.0
PESO INICIAL	4806	150.00			



MUESTRA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES:-
LL	35.8	AASTHO	GRAVA ARCILLOSA POBREMENTE GRADADA COLOR MARRON
LP	25.7	SUCS	
IP	10.1	GP - GC	

**METODO DE ENSAYO PARA EL ANALISIS GRANULOMETRICOS
(NTP 339.128)**

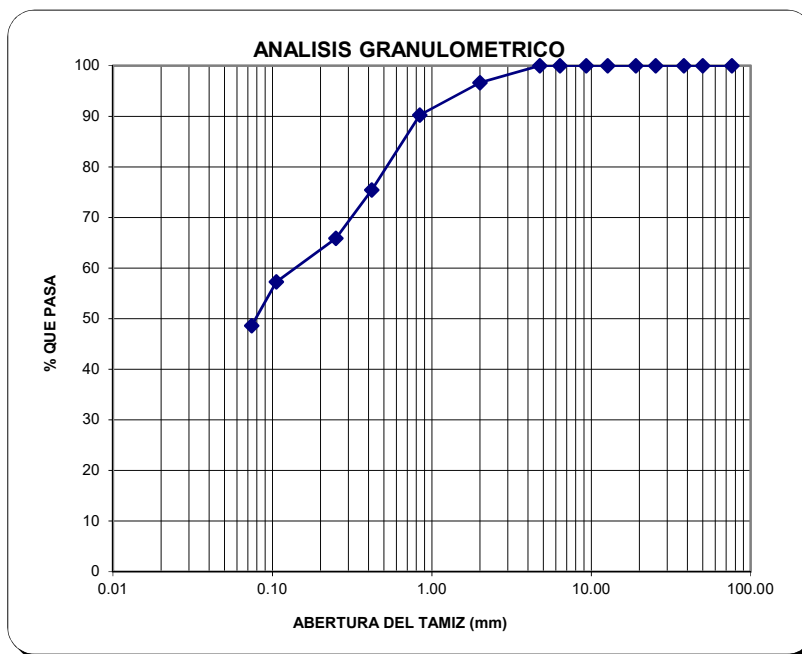
PROYECTO MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO EN LOS SECTORES DE ARADAS DE CHONTA, LANCHE Y NARANJO DE CHONTA ,
DISTRITO DE MONTERO PROVINCIA DE AYABACA - PIURA

FECHA FEBRERO DEL 2017

CALICATA C - 2 / PROFUNDIDAD: 0.00 - 2.00m

TANQUE DE ALMACENAMIENTO

TAMICES	ABERTURA EN m.m	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULATIVO	% PASA
3"	76.20	0.00	0.0	0.0	100
2"	50.00	0.00	0.0	0.0	100
1 1/2"	38.10	0.00	0.0	0.0	100.0
1"	25.40	0.00	0.0	0.0	100.0
3/4"	19.00	0.00	0.0	0.0	100.0
1/2"	12.70	0.00	0.0	0.0	100.0
3/8"	9.30	0.00	0.0	0.0	100.0
1/4"	6.35	0.00	0.0	0.0	100.0
Nº 4	4.76	0.00	0.0	0.0	100.0
Nº 10	2.00	5.08	3.4	3.4	96.6
Nº 20	0.840	9.57	6.4	9.8	90.2
Nº 40	0.420	22.21	14.8	24.6	75.4
Nº 60	0.25	14.34	9.6	34.1	65.9
Nº 140	0.106	12.90	8.6	42.7	57.3
Nº 200	0.074	13.00	8.7	51.4	48.6
TOTAL		77.1			
PERDIDA		72.9	48.6	100.0	0.0
PESO INICIAL		150.00			



MUESTRA	CLASIFICACION	OBSERVACIONES.-
LL	AASTHO	ARENAS ARCILLOSAS COLOR AMARILLENTO CON TRAZAS DE GRAVA
LP	SUCS	
IP	SC	

MÉTODOS DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL LÍMITE LÍQUIDO, LÍMITE PLÁSTICO, E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE SUELOS

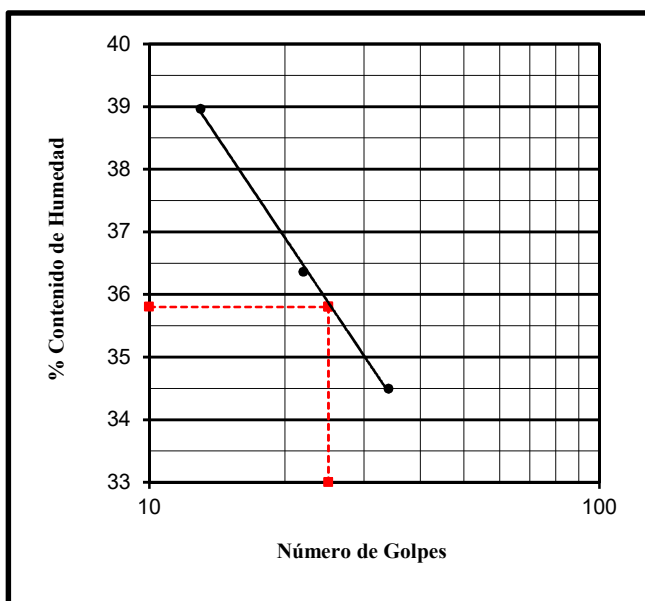
PROYECTO	MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO EN LOS SECTORES DE ARADAS DE CHONTA, LANCHE Y NARANJO DE CHONTA, DISTRITO DE MONTERO PROVINCIA DE AYABACA - PIURA		
FECHA	FEBRERO DEL 2017		
CALICATA	C - 1 / PROFUNDIDAD: 0.00 - 2.00m	TANQUE DE CAPTACION	

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO DE LOS SUELOS (NTP 339.129)

N°	MUESTRA	1	2	3		
1	Tara N°	20	16	15		
2	Peso de la Tara grs.	11.12	11.01	11.17		
3	Peso Suelo Húmeso + Tara grs.	48.55	54.29	48.87		
4	Peso Suelo Seco + Tara grs.	38.95	42.75	38.30		
5	Peso del Agua (3) - (4) grs.	9.60	11.54	10.57		
6	Peso Suelo Seco (4) - (2) grs.	27.83	31.74	27.13		
7	Humedad (5) / (6) x 100 %.	34.50	36.36	38.96		
8	N°. De Golpes	34	22	13		

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO (NTP 339.129)

N°	MUESTRA	1	2	3	4	5
1	Tara N°	19	18			
2	Peso de la Tara grs.	4.30	4.29			
3	Peso Suelo Húmeso + Tara grs.	6.16	6.05			
4	Peso Suelo Seco + Tara grs.	5.78	5.69			
5	Peso del Agua (3) - (4) grs.	0.38	0.36			
6	Peso Suelo Seco (4) - (2) grs.	1.48	1.40			
7	Humedad (5) / (6) x 100 %.	25.68	25.71			
Promedio de Límite Plástico :		26				



DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

L.L. : 35.8
 L.P. : 25.7
 I.P. : 10.1

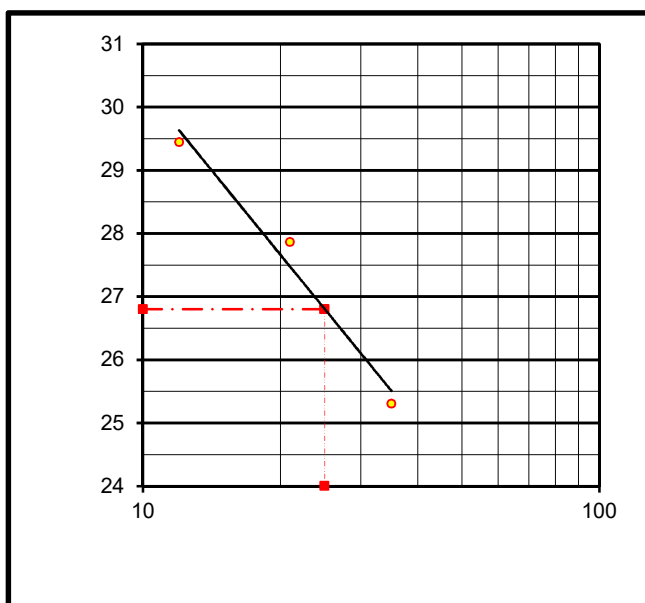
PROYECTO	MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO EN LOS SECTORES DE ARADAS DE CHONTA, LANCHE Y NARANJO DE CHONTA, DISTRITO DE MONTERO PROVINCIA DE AYABACA - PIURA	
FECHA	FEBRERO DEL 2017	
CALICATA	C - 2 / PROFUNDIDAD: 0.00 - 2.00m	TANQUE DE ALMACENAMIENTO

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO DE LOS SUELOS (NTP 339.129)

N°	MUESTRA	1	2	3		
1	Tara N°	F	40T	A		
2	Peso de la Tara grs.	18.67	9.45	18.88		
3	Peso Suelo Húmeso + Tara grs.	58.58	46.62	52.29		
4	Peso Suelo Seco + Tara grs.	50.52	38.52	44.69		
5	Peso del Agua (3) - (4) grs.	8.06	8.10	7.60		
6	Peso Suelo Seco (4) - (2) grs.	31.85	29.07	25.81		
7	Humedad (5) / (6) x 100 %.	25.31	27.86	29.45		
8	N°. De Golpes	35	21	12		

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO (NTP 339.129)

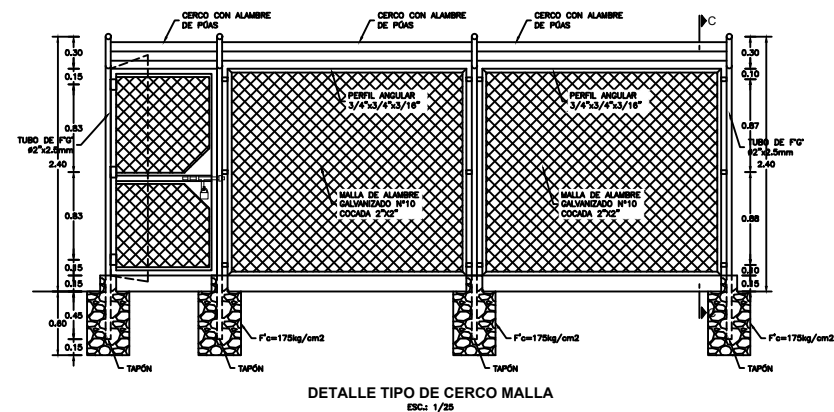
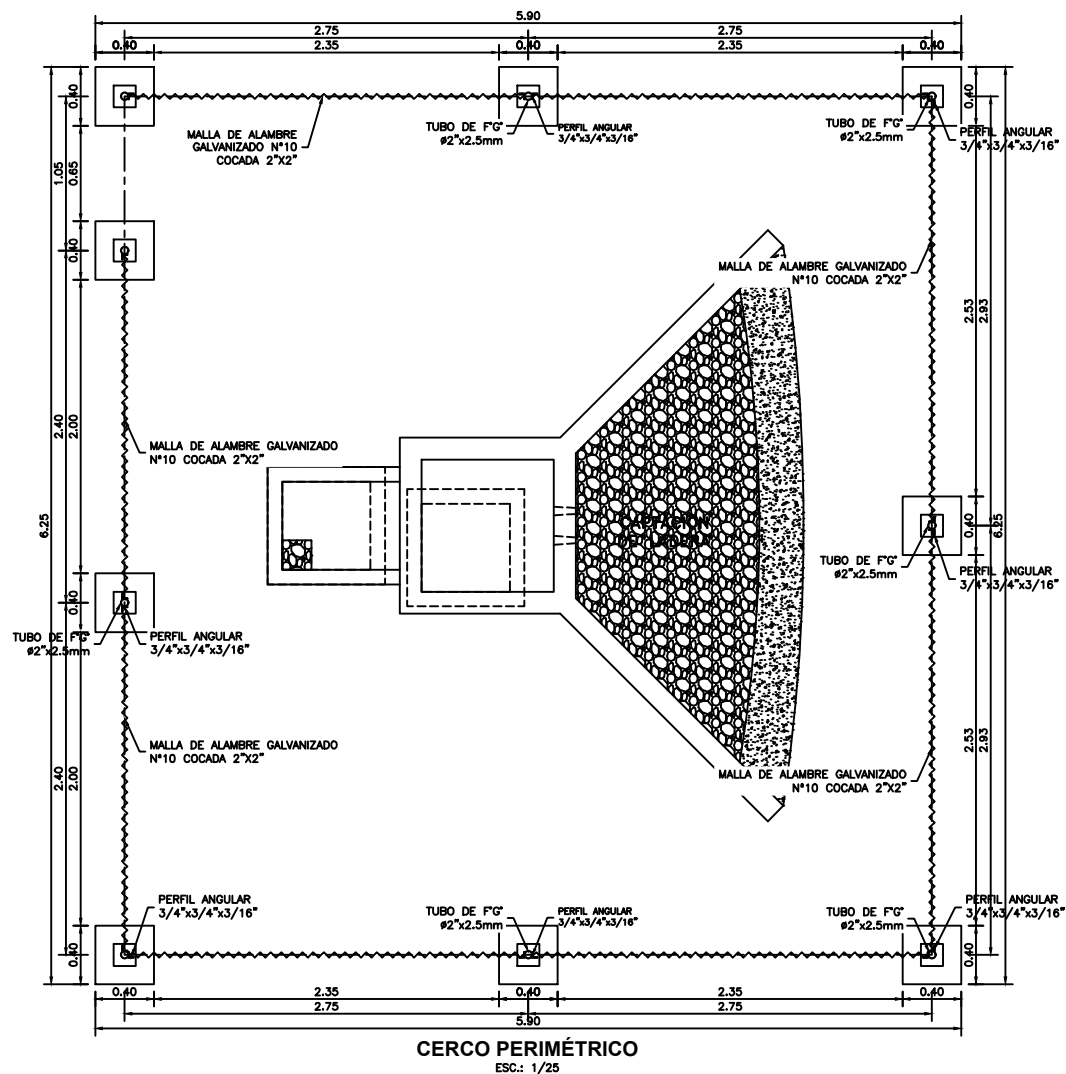
N°	MUESTRA	1	2	3	4	5
1	Tara N°	I	H			
2	Peso de la Tara grs.	6.78	6.66			
3	Peso Suelo Húmeso + Tara grs.	8.85	8.70			
4	Peso Suelo Seco + Tara grs.	8.54	8.39			
5	Peso del Agua (3) - (4) grs.	0.31	0.31			
6	Peso Suelo Seco (4) - (2) grs.	1.76	1.73			
7	Humedad (5) / (6) x 100 %.	17.61	17.92			
Promedio de Límite Plástico :		17.77				



DESCRIPCION DE LA MUESTRA :

L.L. : 26.8
 L.P. : 17.8
 I.P. : 9.0

OBSERVACIONES.-



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO SIMPLE:	$f_c = 10 \text{ MPa (100kg/cm}^2\text{)}$
CONCRETO ARMADO:	
- EN CERCO PERIMETRICO	178kg/cm^2
- EN GENERAL	$f_c = 20 \text{ MPa (210kg/cm}^2\text{)}$
- ESTRUCTURAS EN CONTACTO CON EL AGUA	$f_c = 27 \text{ MPa (280kg/cm}^2\text{)}$
CEMENTO	Cemento Portland Tipo I
- EN GENERAL	Revisar las recomendaciones que indica el Estudio de Suelos
- ESTRUCTURAS EN CONTACTO CON EL SUELO	$\gamma = 4200 \text{ kg/cm}^2$
ACERO DE REFUERZO:	
- ACERO EN GENERAL	$\gamma = 4200 \text{ kg/cm}^2$
EMPALMES TRASLAPADOS:	
- $\phi 3/8"$: 50	
- $\phi 1/2"$: 60	
- $\phi 5/8"$: 75	
- $\phi 3/4"$: 90	
RECUBRIMIENTOS:	
- MURO CARA SECA	0.04 m
- MURO CARA HUMEDA	0.05 m
- LOSA DE TECHO	0.03 m
- LOSA DE FONDO	0.04 m
REVESTIMIENTO PARA SUPERFICIES EN CONTACTO CON EL AGUA:	
- DAPLACER FOTOCURADO	Cd, 1/8 a 25 mm
- TAPADO CON IMPERMEABILIZADO	Cd, 1/8 a 25 mm, MP, a 20 mm
CAPACIDAD PORTANTE:	
- q a TERRENO	$= 0.8 \text{ kg/cm}^2$

NOTAS:

- 1.- TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN EN METROS, SALVO INDICADO.
- 2.- LA ESCALA GRAFICA CORRESPONDE AL FORMATO A1
- 3.- VER TRAZO Y REPLANTEO EN PLANO DE ARQUITECTURA
- 4.- EL REFUERZO CONTINUA A TRAVES DE LAS JUNTAS DE CONSTRUCCION, DEL TERRENO MEDIANTE EL ESTUDIO DE SUELOS.
- 5.- PARA EL DISEÑO DEFINITIVO SE TIENE QUE VERIFICAR LA CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO MEDIANTE EL ESTUDIO DE SUELOS

EMPALMES POR TRASLAPE

NOTA: NO EMPALMAR MAS DEL 50% EN UNA MISMA SECCION

ϕ	L
3/8"	5.00 cm
1/2"	6.00 cm
5/8"	7.50 cm
3/4"	9.00 cm

DETALLES TÍPICOS DE ESTRIBOS

ϕ	L	Rmin
6mm	10cm	1.5cm
3/8"	15cm	2.0cm

“MEJORAMIENTO DEL SISTEMA INTEGRAL DE AGUA POTABLE PARA LOS SECTORES DE ARADAS DE CHONTA, LANCHE Y NARANJO-MONTERO- AYABACA -PIURA”.

EJECUTOR:
Bach. OLMER ALBERCA MEZA

ASESOR:
Ing. AURELIO MENDOZA MONTENEGRO

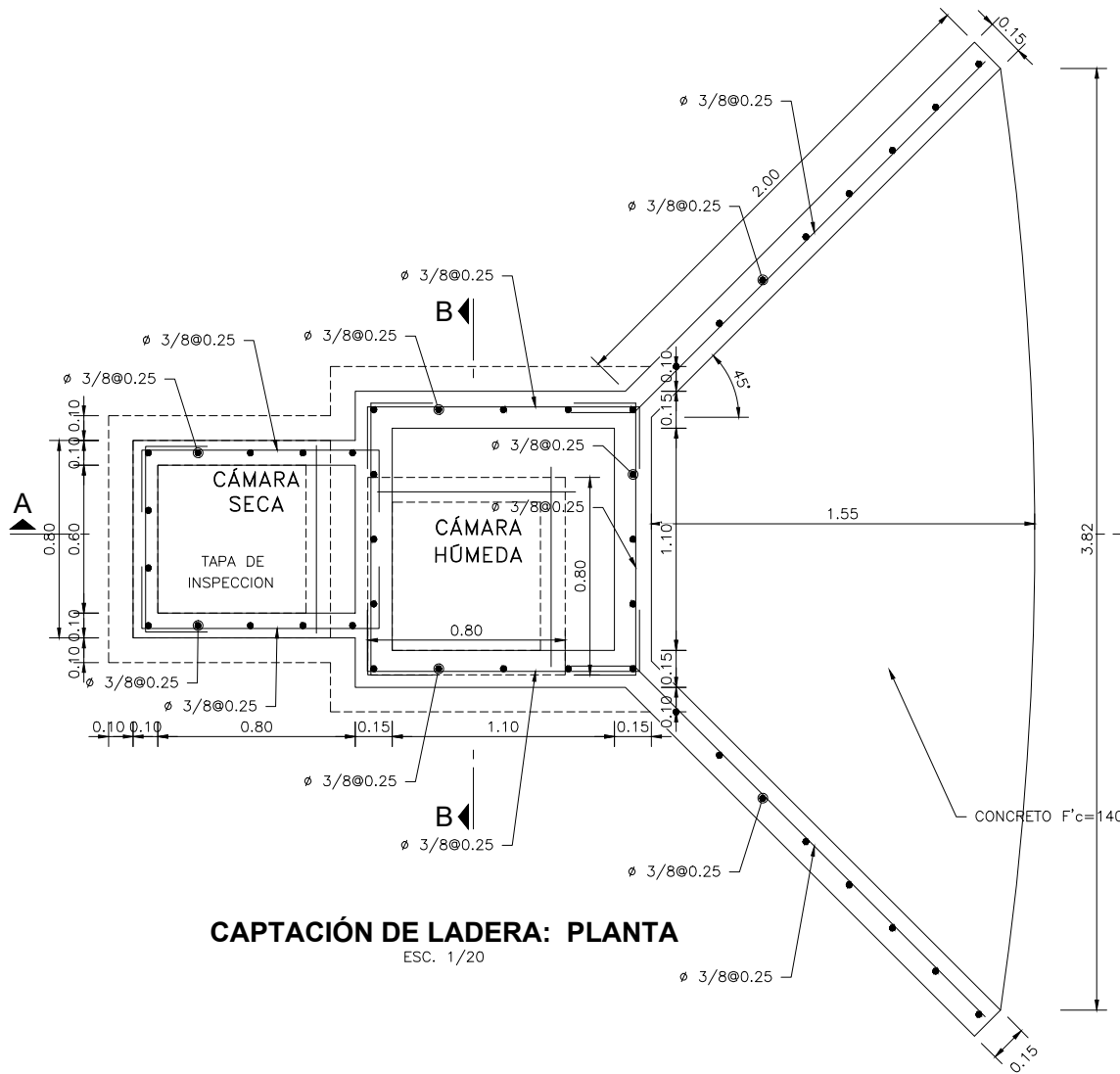
PLANO:

CAPTACION

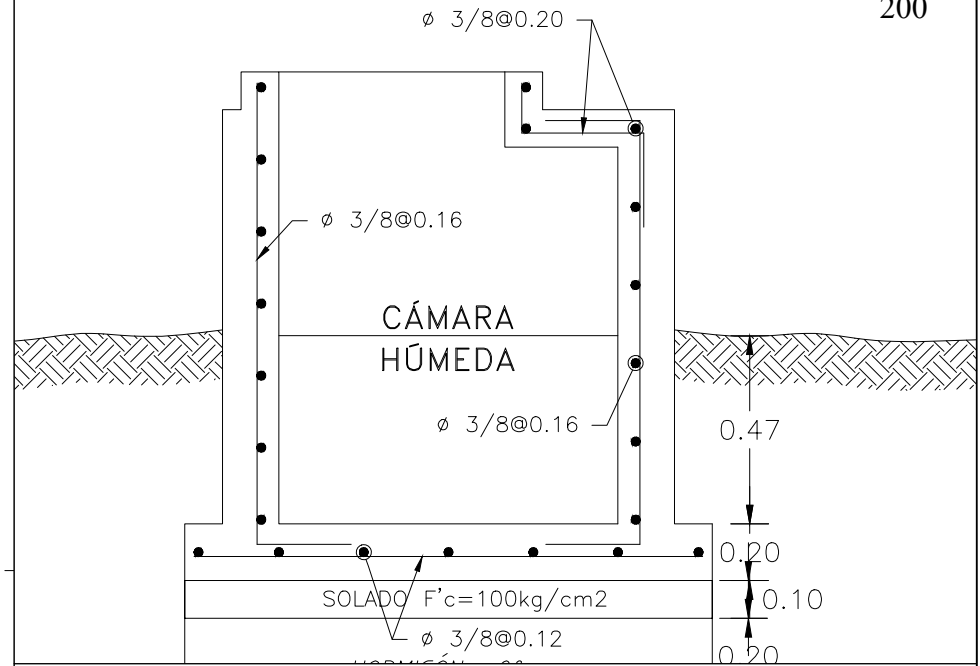
ESCALA:
INDICADA
FECHA:
AGOSTO - 2017
CADISTA:
N° DE LAM:
01

LAMINA:

CAP-01



CAPTACIÓN DE LADERA: PLANTA
ESC. 1/20



CAPTACIÓN DE LADERA: CORTE A-A
ESC. 1/20

“MEJORAMIENTO DEL SISTEMA INTEGRAL DE AGUA POTABLE PARA LOS SECTORES DE ARADAS DE CHONTA, LANCHE Y NARANJO-MONTERO- AYABACA -PIURA”.

EJECUTOR:
Bach. OLMER ALBERCA MEZA

ASESOR:
Ing. AURELIO MENDOZA MONTENEGRO

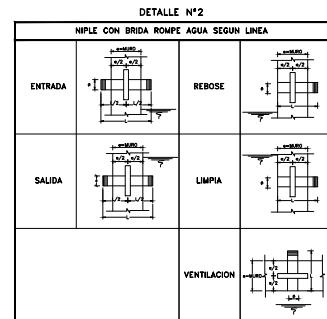
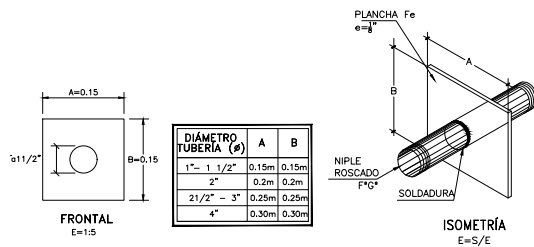
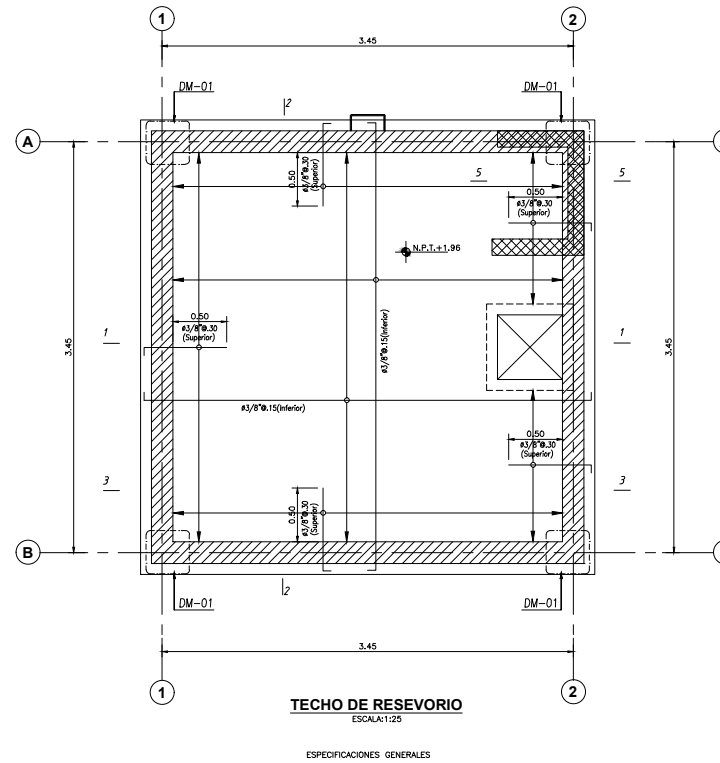
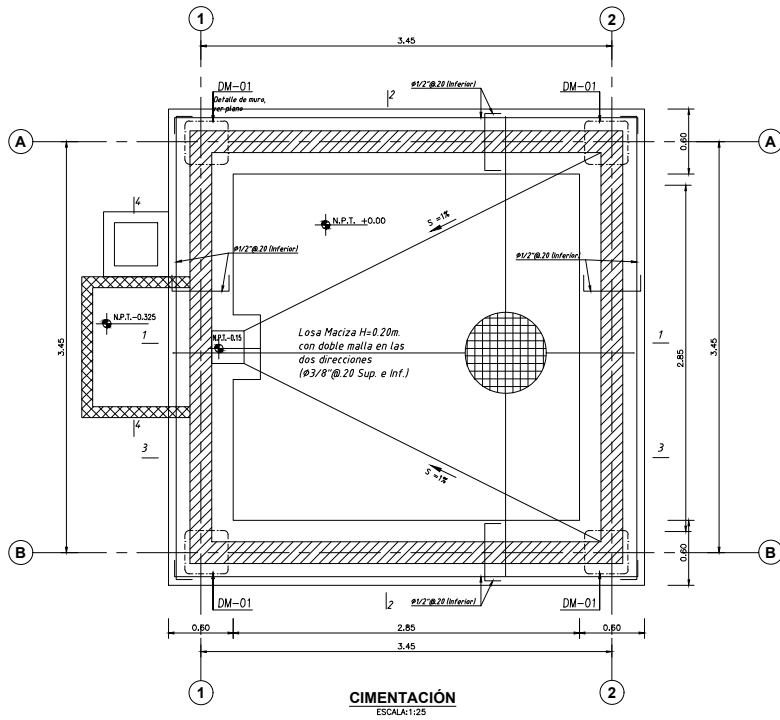
PLANO:

CAPTACION

ESCALA:
INDICADA
FECHA:
AGOSTO - 2017
CADISTA:
N° DE LAM:
01

LAMINA:

CAP-02



“MEJORAMIENTO DEL SISTEMA INTEGRAL DE AGUA POTABLE PARA LOS SECTORES DE ARADAS DE CHONTA, LANCHE Y NARANJO-MONTERO- AYABACA -PIURA”.

EJECUTOR:
Bach. OLMER ALBERCA MEZA

ASESOR:
Ing. AURELIO MENDOZA MONTENEGRO

PLANO:

RESERVORIO

ESCALA: INDICADA

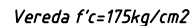
FECHA: AGOSTO - 2017

CADISTA:

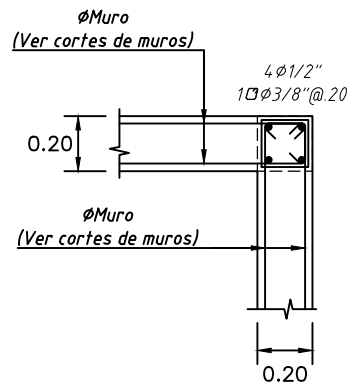
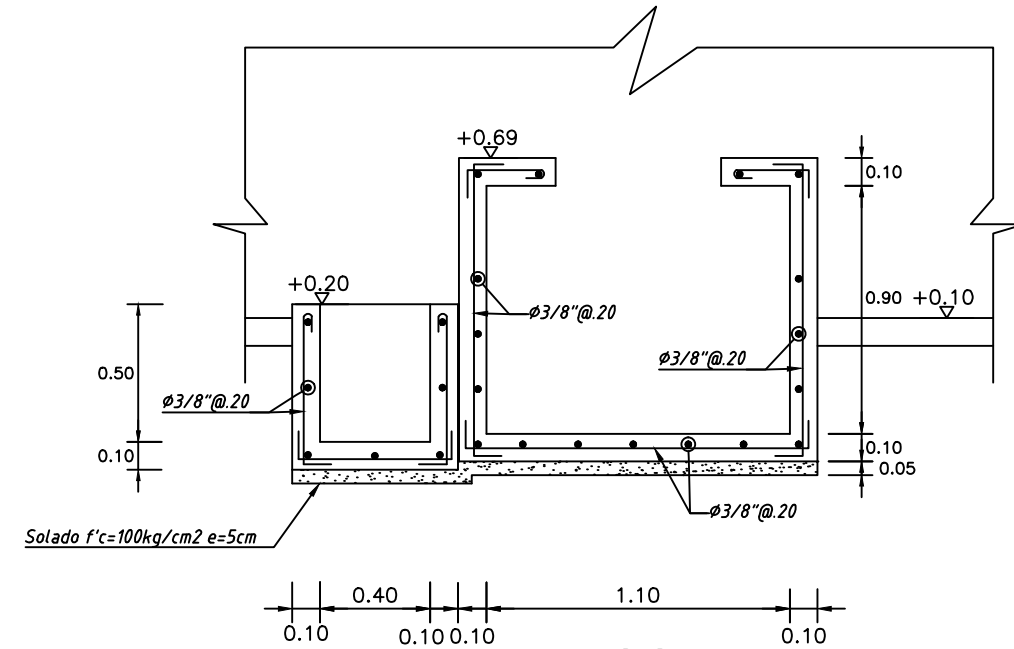
N° DE LAM: 01

LAMINA:

R-01



R-02

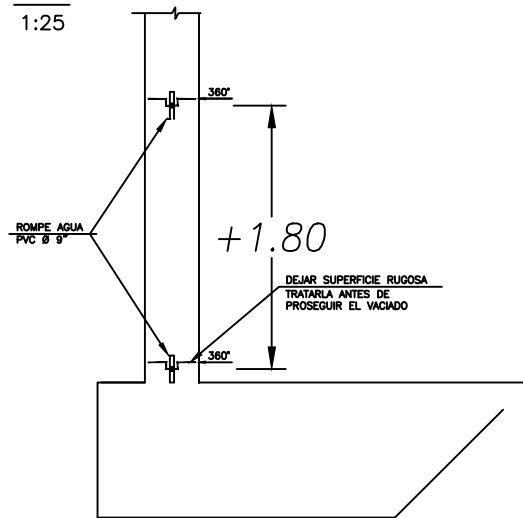
**DM-01**

DETALLE N°1 ENCUENTRO DE MUROS

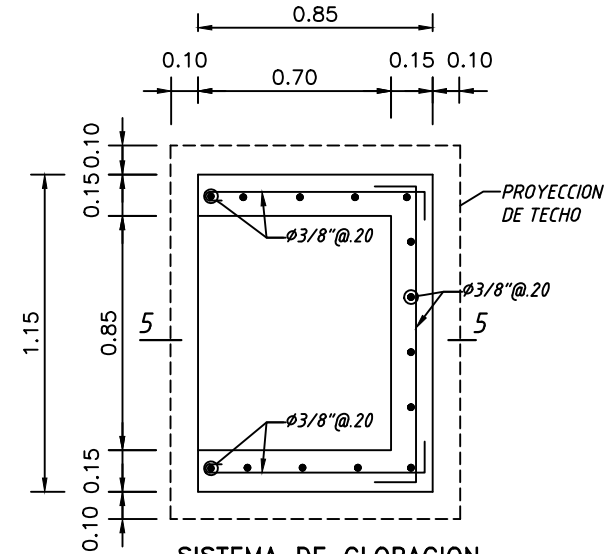
ESCALA: 1:25

4-4

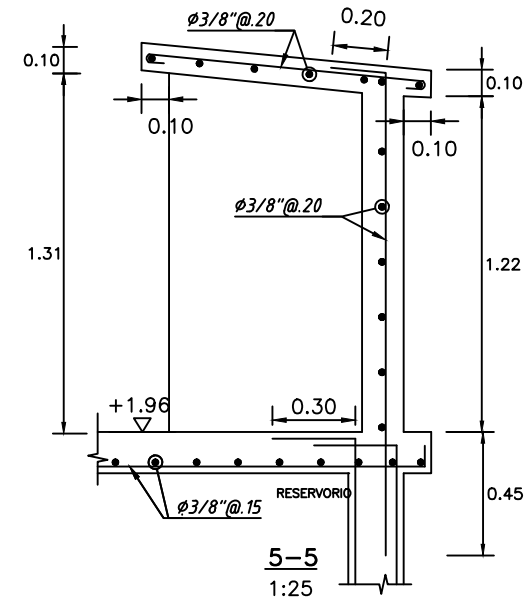
1:25

**JUNTA DE CONSTRUCCION**

SIN ESCALA

**SISTEMA DE CLORACION****PLANTA**

ESCALA: 1:25

**5-5**
1:25

**“MEJORAMIENTO DEL SISTEMA INTEGRAL DE
AGUA POTABLE PARA LOS SECTORES DE
ARADAS DE CHONTA, LANCHE Y NARANJO-
MONTERO- AYABACA -PIURA”.**

EJECUTOR:
Bach. OLMER ALBERCA MEZA

ASESOR:
Ing. AURELIO MENDOZA MONTENEGRO

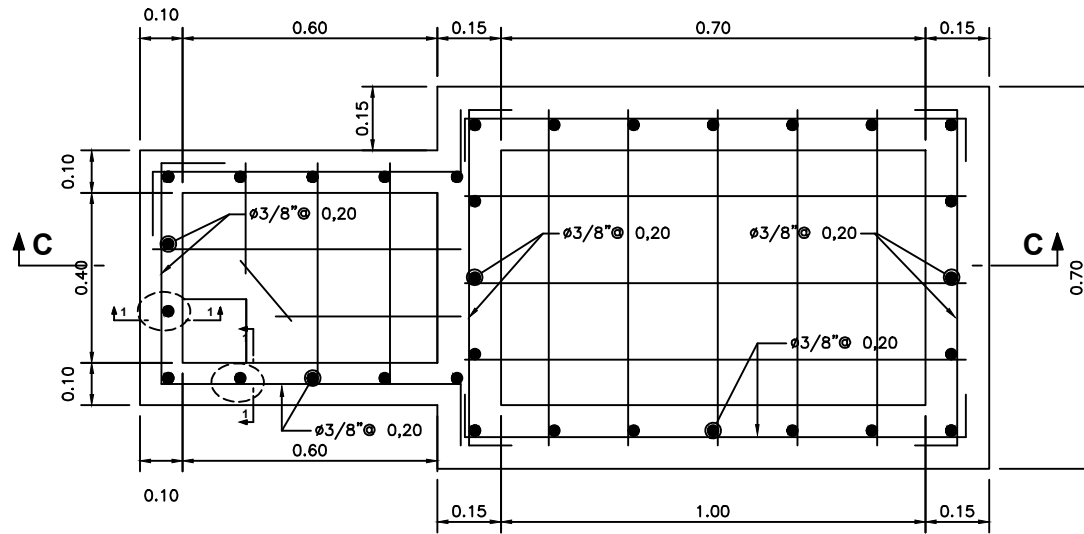
PLANO:

RESERVORIO

ESCALA:
INDICADA
FECHA:
AGOSTO - 2017
CADISTA:
N° DE LAM:
01

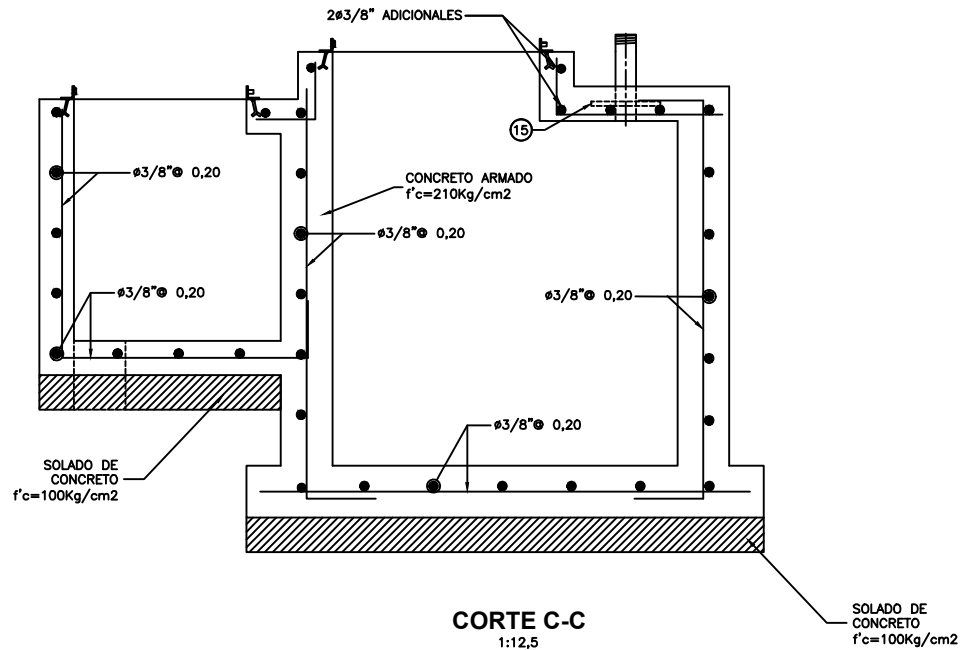
LAMINA:

R-03



ESTRUCTURAS -PLANTA

1:12,5

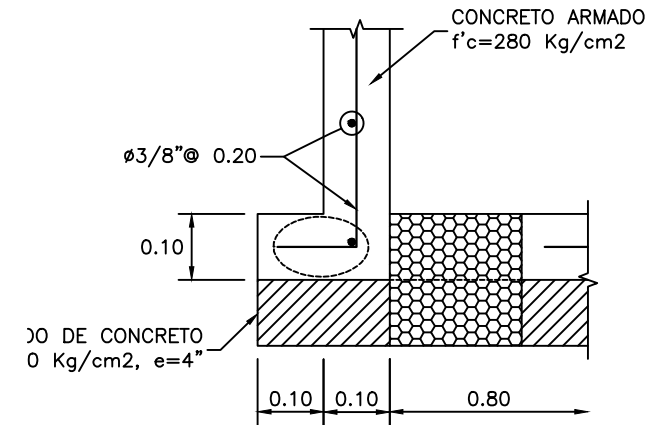


CORTE C-C

1:12,5

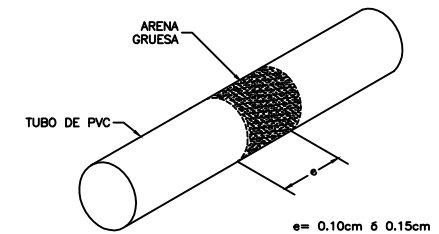
SOLADO DE
CONCRETO
 $f'c=100\text{Kg/cm}^2$

"MEJORAMIENTO DEL SISTEMA INTEGRAL DE AGUA POTABLE PARA LOS SECTORES DE ARADAS DE CHONTA, LANCHE Y NARANJO-MONTERO- AYABACA -PIURA".



SECCIÓN 1-1

1:10

ISOMETRÍA
ROMPE AGUA DE PVC
S/E**ROMPE AGUA DE PVC:**

EN LOS CASOS DE TUBERÍAS DE PVC QUE CRUZA UN MURO DONDE UNA DE SUS CARAS ESTÁ EN CONTACTO CON AGUA. EN LA ZONA QUE ESTARÁ EN CONTACTO CON EL CONCRETO PREVIAMENTE RECIBIRÁ EL SIGUIENTE TRATAMIENTO: SE EMBADURNARÁ CON PEGAMENTO PVC LA ZONA QUE ESTARÁ EN CONTACTO CON EL CONCRETO Y SE LE ROCIARÁ CON ARENA GRUESA.

EJECUTOR:
Bach. OLMER ALBERCA MEZAASESOR:
Ing. AURELIO MENDOZA MONTENEGRO

PLANO:

**CAMARA ROMPE
PRESION**

ESCALA:
INDICADA
FECHA:
AGOSTO - 2017
CADISTA:
Nº DE LAM:
01

CR-02